



# Analyse du comportement de l'interface acier-béton par essai push-in

Antoine Tixier

## ► To cite this version:

Antoine Tixier. Analyse du comportement de l'interface acier-béton par essai push-in : Mesures par fibres optiques et modelisation par elements finis. Génie civil. Université de Grenoble, 2013. Français. NNT : . tel-01093677

**HAL Id: tel-01093677**

**<https://theses.hal.science/tel-01093677>**

Submitted on 11 Dec 2014

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Copyright



## THÈSE

Pour obtenir le grade de

## DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Matériaux, Mécanique, Génie Civil, Electrochimie**

Arrêté ministériel : 7 août 2006

Présentée par

**Antoine Tixier**

Thèse dirigée par **Frédéric DUFOUR**

préparée au sein du **Laboratoire Sols, Solides, Structures, Risques 3SR**  
dans l'**École Doctorale Ingénierie – Matériaux, Mécanique,**  
**Environnement, Energétique, Procédés, Production (IMEP-2)**

## Analyse du comportement de l'interface acier-béton par essai push-in

## Mesures par fibres optiques et modélisation par éléments finis

Thèse soutenue publiquement le **16/12/2013**  
devant le jury composé de :

**M. Marco DI PRISCO**

Professeur à l'École Polytechnique de Milan, Président du jury

**M. Frédéric RAGUENEAU**

Professeur à l'École Normale Supérieure de Cachan, Rapporteur

**M. Alain SELLIER**

Professeur à l'Université de Paul Sabatier, Toulouse, Rapporteur

**M. François TOUTLEMONDE**

Ingénieur chef des ponts à l'Ifsttar, Marne-la-Vallée, Examinateur

**M. Frédéric DUFOUR**

Professeur à l'Institut Polytechnique de Grenoble, Directeur de thèse

**Mme Claude ROSPARS**

Chargé de recherches à l'Ifsttar, Marne-la-Vallée, Encadrante de thèse

**M. Benoit MASSON**

Ingénieur à EDF Septen, Villeurbanne, Invité





---

# Remerciements

---

Il y a forcément un grand nombre de personnes qui ont contribué de près ou de loin à ces trois passionnantes années de travail. L'exercice de les remercier est d'autant plus difficile que ces personnes n'ont pas toutes été présentes au même moment.

Tout d'abord, je voudrais remercier Marco DI PRISCO de s'être déplacé depuis Milan afin de présider mon jury de thèse, et ce malgré ses nombreuses sollicitations. Je remercie également Frédéric RAGUENEAU et Alain SELLIER pour avoir effectué le dur mais essentiel travail de rapporter cette thèse. J'espère avoir pu répondre au moins en partie à leurs questions au cours de la soutenance ainsi que dans la version définitive du mémoire. Merci également à M. François TOUTLEMONDE pour avoir été examinateur de la thèse. Ses judicieuses et pointilleuses remarques ici et là ont également permis d'améliorer le mémoire final.

Les encadrants sont probablement les personnes les plus importantes lors du déroulement d'une thèse. Leur accompagnement tout au long de ce travail a été crucial pour la réussite de la thèse. Je voudrais ainsi remercier Mme Claude ROSPARS pour son suivi parfois au jour le jour, pour sa vision industrielle des problématiques, pour son regard acéré sur les présentations de mes travaux et enfin pour son aide lorsque la longue préparation des essais battait de l'aile. Par ailleurs, j'ai eu l'opportunité d'être dans le cadre d'une thèse financée par un industriel, EDF en l'occurrence, que je remercie pour sa confiance et son soutien financier. Benoit MASSON, mon tuteur industriel, a de plus su faire pleine confiance au laboratoire pour répondre à sa problématique, en n'intervenant que lorsque c'était nécessaire. Cette position, je crois, fut totalement bénéfique pour la réussite de cette thèse et j'espère que les résultats finaux répondent au moins en partie à ses attentes. Enfin, je tiens tout particulièrement à remercier mon directeur de thèse, Frédéric DUFOUR, avec qui j'ai longuement discuté, proposé, échangé, argumenté et contre-argumenté. Sa persévérance dans la recherche de la vérité scientifique m'a quotidiennement poussé au bout de mes raisonnements et retranchements et m'a permis de donner le meilleur de moi-même tout au long de la thèse, notamment lors de la rédaction de ce mémoire. Un immense et humble merci.

Tout au long de ces trois ans, j'ai également eu la chance de bénéficier des conseils précieux, avisés et pleins de bons sens de Jean SALIN (et son fameux « sens de la mesure »), d'Alexis COURTOIS, de Sylvie MICHEL-PONNELLE, de Jacky MAZARS, d'Erwan GALENNE, et Etienne GALLITRE. Un grand et sincère merci à eux.

Cette thèse a bénéficié d'une collaboration avec l'Ifsttar, qui a aidé au déploiement et à l'analyse des résultats d'une instrumentation par fibres optiques novatrice et performante. La mise en place de cette instrumentation pour nos essais, qui est un élément fort de la thèse, n'aurait pas pu être pensée sans le soutien précieux de Marc QUIERTANT, qui y a apporté toute son



expérience. De très vifs et chaleureux remerciements à Aghiad KHADOUR pour les quelques semaines passées ensemble les mains dans le cambouis, à couler des fibres optiques dans du béton, souder, instrumenter, post-traiter les résultats. J'adresse également mes remerciements à Jean-Marie HENAULT pour son apport important à la compréhension des données recueillies. Je remercie également Frédéric SKOCZYLAS et Franck AGOSTINI du laboratoire LML pour les essais de perméabilité.

La thèse étant un mûrissement progressif sur trois ans, elle se nourrit énormément d'échanges et de discussions avec d'autres chercheurs. Il serait vain d'essayer de tous les énumérer ici, mes remerciements vont à tous les chercheurs du laboratoire 3SR, avec qui j'ai été heureux de partager sur nos recherches pendant ces trois années. Une thèse expérimentale et numérique, c'est également un laboratoire entier à la disposition des chercheurs : des techniciens capables de comprendre et résoudre bien des problèmes expérimentaux (Jean-Benoit TONI, Stéphane MASSUCCI, Simon PLA, Jean-Luc DECOSNES, Fawsi KARMOUS et bien d'autres encore), des informaticiens toujours sur le pont pour résoudre tous les types de bugs (Rémi CAILLETAUD et Jérôme BRANON) ou encore tout le personnel administratif pour faciliter autant que possible la recherche (Shéhérazade MEZENNER, Sonia MARTINATO, Carole REVERDIT, Mireille de SOUSA PFISTER, Sanie CLARAZ et tout ceux et celles qui les ont précédés). Autant de personnes indispensables et parfois sous-estimées.

Enfin, une thèse ne peut se dérouler au jour le jour sans des milliers de petites mains qui, invisibles, apportent leur pierre à l'édifice, échangent notamment autour des fameuses pauses croissants du vendredi, font ressusciter des sourires lorsque rien ne va plus, donnent un coup de pouce dans les moments de galère, et plus généralement avec qui partager du temps est toujours synonyme de bon moment. Pêle-mêle, merci à Stéphane GRANGE, Matthieu BRIFFAUT, Cédric GIRY, Ludovic MISSEMER, François HAMON (auto-proclamé seigneur des ténèbres), Clément BOUDEAU, Florent VIEUX-CHAMPAGNE, Edward ANDO (dit Eddy), Mikhael de MENGIM, Gustave ROUX (dit le Gus), Audrey LEMERCIER (dite Blanche-Neige), Audrey HUCKERT, Jérôme BRANON (dit le Jer), Benjamin PELIZZARI, Stiven CUERVO (dit le corbeau), Ludovic ZINGG, Sophie CAPDEVIELLE et tout ceux et celles que j'oublie ici mais que je n'oublie pas dans mes souvenirs.

Je n'oublie pas non plus ma famille, qui a compris et soutenu ma démarche d'effectuer une thèse. Merci également à eux ainsi qu'aux parents de ma compagne pour leur si précieuse et nécessaire aide à la préparation du pot de soutenance. J'adresse aussi une pensée à mon oncle Philippe, qui, peu de temps avant de disparaître, a su m'aider à trouver mon chemin et à me dépasser. Enfin, comment ne pas remercier celle qui m'a aidé, soutenu, aimé, supporté durant toutes ces années et surtout pendant la rédaction de ce mémoire, et sans qui cette thèse n'aurait sûrement pas été une telle réussite : merci à toi Hélène du plus profond du cœur.

---

# Résumé

---

Les travaux de cette thèse ont pour objectif d'améliorer la connaissance du comportement des bâtiments en béton armé. Ce comportement est notamment lié à celui de la liaison entre l'acier et le béton, qui permet de transférer les efforts entre les deux matériaux. La connaissance de cette interface conduit ainsi à l'amélioration de la conception des structures. Le cas spécifique des enceintes de confinement de réacteurs nucléaires induit une sollicitation particulière de la liaison par rapport aux sollicitations habituelles (comme la présence de traction en fibre inférieure d'une poutre). Afin d'étudier cet état de contraintes, un essai push-in, peu étudié dans la littérature, est mis en place. Une instrumentation par fibres optiques innovante, précise et peu intrusive, est insérée dans le béton et l'acier, permettant d'accéder aux déformations locales des deux milieux. De nombreuses données sont ainsi obtenues à différents stades du comportement de la liaison acier-béton. Les essais réalisés font varier la longueur d'interface, menant à l'observation de plusieurs modes de rupture de l'éprouvette qui sont comparés entre eux. Celui correspondant au glissement de l'interface est plus particulièrement étudié. Le comportement précédent la rupture, souvent qualifié de linéaire, est également investigué. L'étude est complétée par la réalisation de mesures post-mortem non destructives de perméabilité et par rayons X. Des phénomènes connus et nouveaux sont observés et permettent d'affiner les connaissances sur le comportement de la liaison acier-béton. Ces travaux pourront conduire à améliorer la précision de la modélisation du comportement des structures en béton armé. De plus, les marges d'incertitude utilisées dans les codes d'ingénierie sont susceptibles d'être diminuées.

**Mots clés :** Béton armé - Liaison acier-béton - Interface - Transfert d'efforts - Essai push-in - Fibres optiques - Modélisation numérique



---

# Abstract

---

This research aims at improving the knowledge about the behavior of reinforced concrete buildings. This behavior relies in particular on the steel-concrete link one, allowing to transfer stresses between the two materials. Knowing the bond behavior leads to optimise the structure design. The specific case of confinement vessels of nuclear structures induces a special link solicitation compared to the usual solicitations (such as presence of traction in the beam lower fiber). In order to study this stress state, a push-in test, less studied according to the litterature, is set up. A new, precise and less-intrusive instrumentation by optic fiber is set up inside the concrete and the steel, giving access to local strains of both mediums. Much data is obtained at different steps of the steel-concrete interface behavior. Different interface lengths are used, leading to several rupture modes that are compared one to each other. The interface sliding one is more particularly studied. The behavior before the rupture, sometimes qualified as linear, is investigated as well. Post-mortem non destructive measurements (permeability and X-ray tomography) are finally performed. Known and new phenomena are observed and allow to refine the knowledge regarding the steel-concrete link. This reasearch could lead to improve the modeling accuracy of reinforced concrete behaviors. Moreover, the uncertainty margins used in the engineering codes are likely to decrease.

**Key words :** Reinforced concrete - Steel-concrete link - Bond - Stress transfer - Push-in test - Optic fibers - Numerical modeling



---

# Table des matières

---

<b>Remerciements</b>	<b>3</b>
<b>Résumé</b>	<b>5</b>
<b>Abstract</b>	<b>7</b>
<b>Plan</b>	<b>9</b>
<b>Liste des figures</b>	<b>13</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>19</b>
<b>Introduction</b>	<b>21</b>
<b>1 État de l'art sur la liaison acier-béton</b>	<b>25</b>
1.1 Approche de la liaison acier-béton . . . . .	26
1.1.1 Cas d'étude d'une structure épaisse . . . . .	26
1.1.2 Description des composants de l'interface . . . . .	29
1.1.3 Comportement phénoménologique de la liaison . . . . .	31
1.2 Essais de type pull-out . . . . .	33
1.2.1 Premières caractérisations du comportement de la liaison . . . . .	33
1.2.2 Analyse globale du comportement de la liaison . . . . .	34
1.2.3 Étude du confinement . . . . .	36
1.2.4 Influence de l'armature . . . . .	40
1.2.5 Analyse locale du comportement de l'interface . . . . .	40
1.2.6 Critiques de l'essai pull-out . . . . .	43
1.3 Essais de type push-in . . . . .	43
1.4 Essais de type cyclique . . . . .	47
1.5 Essai de type double-tirant . . . . .	48
1.6 Discussion . . . . .	50
1.6.1 Comportement de l'interface avant la rupture par glissement d'interface . . . . .	50
1.6.2 Résistance de l'interface au cisaillement . . . . .	51
1.6.3 Modes de rupture alternatifs . . . . .	53
1.7 Conclusions . . . . .	55
<b>2 Conception d'un essai de type push-in</b>	<b>57</b>
2.1 Mise au point d'un essai de type push-in . . . . .	57
2.2 Instrumentation locale par fibres optiques . . . . .	61

2.2.1	Description de la technologie d'instrumentation par fibres optiques . . . . .	61
2.2.2	Fibres optiques dans le béton . . . . .	63
2.2.3	Fibres optiques dans l'acier . . . . .	65
2.3	Préparation des éprouvettes . . . . .	67
2.4	Conclusion . . . . .	71
<b>3</b>	<b>Étude du comportement pré-pic de la liaison</b>	<b>73</b>
3.1	Étude globale : mise en évidence d'un glissement local . . . . .	74
3.2	Étude de l'influence d'un chargement monotone sur le comportement local . . . . .	77
3.2.1	Mesures des déformations locales de l'acier . . . . .	79
3.2.2	Mesures des déformations locales du béton . . . . .	79
3.3	Étude des non-linéarités à effort constant (40 kN) . . . . .	84
3.4	Contributions de la simulation numérique . . . . .	87
3.4.1	Modélisation numérique élastique de l'interface . . . . .	87
3.4.2	Comparaison des déformations numériques et expérimentales . . . . .	89
3.5	Détermination des contraintes locales de cisaillement . . . . .	92
3.6	Conclusions sur la deuxième phase du comportement de l'interface . . . . .	94
<b>4</b>	<b>Modes de rupture alternatifs</b>	<b>97</b>
4.1	Éclatement du béton . . . . .	97
4.2	Plastification de l'armature . . . . .	100
4.2.1	Spécificités de ces essais . . . . .	100
4.2.2	Corrélation avec les mesures par fibres optiques et la simulation numérique	103
4.3	Rupture combinée de l'éprouvette . . . . .	107
4.3.1	Caractérisation de la rupture . . . . .	107
4.3.2	Corrélation avec les mesures par fibres optiques . . . . .	110
4.3.3	Conclusions . . . . .	113
4.4	Discriminations des différents modes de rupture . . . . .	114
4.5	Conclusions sur les ruptures alternatives . . . . .	117
<b>5</b>	<b>Rupture par glissement global de l'interface</b>	<b>119</b>
5.1	Analyse générale . . . . .	120
5.1.1	Modélisation numérique . . . . .	120
5.1.2	Étude du comportement global . . . . .	122
5.1.3	Valeurs caractéristiques . . . . .	126
5.2	Influence d'un chargement monotone sur le comportement local de la liaison . . . . .	130
5.2.1	Détermination des contraintes locales de cisaillement . . . . .	130
5.2.2	Caractérisation du glissement global de l'armature . . . . .	132
5.3	Étude des non-linéarités à effort constant (40 kN) . . . . .	137
5.4	Auscultation des faciès post-mortem . . . . .	141
5.4.1	Visualisation par tomographie aux rayons X . . . . .	141
5.4.2	Modification des caractéristiques de transfert de la liaison . . . . .	142
5.5	Conclusion . . . . .	144
	<b>Conclusion et perspectives</b>	<b>147</b>
<b>A</b>	<b>Instrumentation par fibres optiques</b>	<b>159</b>
A.1	Transmission d'une onde lumineuse dans un câble optique . . . . .	159
A.2	Principe de la mesure et de son traitement . . . . .	159

<b>B Résultats des mesures des fibres optiques pour une longueur d'interface de 50 mm</b>	<b>163</b>
B.1 Éprouvette 50 mm - 1 . . . . .	164
B.1.1 Fibres de l'acier . . . . .	164
B.1.2 Fibre accolée à l'armature . . . . .	165
B.1.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature . . . . .	166
B.1.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature . . . . .	167
B.2 Éprouvette 50 mm - 2 . . . . .	168
B.2.1 Fibres de l'acier . . . . .	168
B.2.2 Fibre accolée à l'armature . . . . .	169
B.2.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature . . . . .	170
B.2.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature . . . . .	171
<b>C Résultats des mesures des fibres optiques pour une longueur d'interface de 70 mm</b>	<b>173</b>
C.1 Éprouvette 70 mm - 1 . . . . .	174
C.1.1 Fibres de l'acier . . . . .	174
C.1.2 Fibre accolée à l'armature . . . . .	175
C.1.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature . . . . .	176
C.1.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature . . . . .	177
C.2 Éprouvette 70 mm - 2 . . . . .	178
C.2.1 Fibres de l'acier . . . . .	178
C.2.2 Fibre accolée à l'armature . . . . .	179
C.2.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature . . . . .	180
C.2.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature . . . . .	181
<b>D Résultats des mesures des fibres optiques pour une longueur d'interface de 80 mm</b>	<b>183</b>
D.1 Éprouvette 80 mm - 1 . . . . .	184
D.1.1 Fibres de l'acier . . . . .	184
D.1.2 Fibre accolée à l'armature . . . . .	185
D.1.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature . . . . .	186
D.1.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature . . . . .	187
D.2 Éprouvette 80 mm - 2 . . . . .	188
D.2.1 Fibres de l'acier . . . . .	188
D.2.2 Fibre accolée à l'armature . . . . .	189
D.2.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature . . . . .	190
D.2.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature . . . . .	191
<b>Bibliographie</b>	<b>193</b>





---

# Table des figures

---

1.1	De l'analyse à la prédiction . . . . .	26
1.2	Mise en traction d'un câble de précontrainte de l'enceinte . . . . .	27
1.3	Compression verticale induite du béton . . . . .	27
1.4	Cisaillement de l'interface suite à une contrainte de compression dans le béton colinéaire à la barre . . . . .	27
1.5	Effet d'inclusion suite à une contrainte de compression dans le béton orthogonale à la barre . . . . .	27
1.6	Motifs des nervures d'une armature HA16 . . . . .	30
1.7	Différents essais réalisables à l'échelle de l'interface . . . . .	31
1.8	1 <sup>ère</sup> phase du comportement de la liaison acier-béton selon Dominguez [2005] . .	32
1.9	2 <sup>ème</sup> phase du comportement de la liaison acier-béton selon Dominguez [2005] . .	32
1.10	3 <sup>ème</sup> phase du comportement de la liaison acier-béton selon Dominguez [2005] . .	33
1.11	Quelques modes de rupture d'un essai de type pull-out selon Dominguez [2005] .	34
1.12	Étude de l'inclinaison d'une nervure d'acier selon Lutz et Gergely [1967] . . . . .	34
1.13	Modélisation de la liaison acier-béton selon Ngo et Scordelis [1967] . . . . .	35
1.14	Essais de type pull-out réalisés par Eligehausen <i>et al.</i> [1983] . . . . .	35
1.15	Modélisations empiriques de la liaison acier-béton . . . . .	35
1.16	Essais de La Borderie et Pijaudier-Cabot [1996] . . . . .	37
1.17	Modèle de Dominguez [2005] . . . . .	37
1.18	Modèle de Richard <i>et al.</i> [2010b] . . . . .	38
1.19	Essais de Gambarova, Rosati et Bamonte ([1989], [1996] et [1997]) . . . . .	39
1.20	Étude du confinement par Malvar [1992] . . . . .	39
1.21	Étude de l'influence du confinement par Torre-Casanova [2013] . . . . .	39
1.22	Effet d'échelle lié au diamètre d'acier selon (Coronelli <i>et al.</i> [2001], Bamonte <i>et al.</i> [2002] et Bamonte et Gambarova [2007]) . . . . .	40
1.23	Essai PIAF (Ouglova [1999]) . . . . .	41
1.24	Champs de déplacement dans l'axe de la barre, essai PIAF (cf. Ouglova [1999]) (Unités : pixel, 1 pixel = 50 $\mu m$ ) . . . . .	41
1.25	Simulation par éléments discrets de l'essai PIAF par Daoud <i>et al.</i> [2013] <i>La barre d'acier n'est pas représentée</i> . . . . .	42
1.26	Modèle d'interface acier-béton pour éléments discrets selon Rousseau [2009] . . .	42
1.27	Modélisation éléments discrets d'un essai de type pull-out, Rousseau [2009] <i>Lon- gueurs d'interface : a) 8 cm (éclatement du béton); b) 32 cm (plastification de l'acier)</i> . . . . .	42
1.28	Essais de Viawanthanatepa [1979] . . . . .	44
1.29	Comparaison d'essais de type push-in et pull-out selon Eligehausen <i>et al.</i> [1983] .	45

1.30	Comparaison d'essais de type push-in et pull-out selon Bamonte et Gambarova [2007] . . . . .	45
1.31	Configurations de coulage et d'essai . . . . .	45
1.32	Vide créé sous une armature horizontale selon Söylev et François [2006] . . . . .	46
1.33	Résultats des essais cycliques de Eligehausen <i>et al.</i> [1983] . . . . .	47
1.34	Comportement global . . . . .	48
1.35	Déformations le long de la barre . . . . .	48
1.36	Essai de Goto [1971] : caractérisation des fissures par injection d'encre . . . . .	49
1.37	Essai de Clément [1987] . . . . .	49
1.38	Modèle numérique de de Clément [1987] . . . . .	50
1.39	Caractérisation des fissures par Borosnyoi et Snobli [2010] . . . . .	50
1.40	Analyse de la réponse en force - déplacement d'un double-tirant selon Beeby et Scott [2005] . . . . .	50
1.41	Expression de $\tau_{int}$ en fonction de $f_c$ selon Bamonte et Gambarova [2007] . . . . .	52
1.42	Évolution de $\tau_{int}/f_t$ en fonction de $c/\phi_a$ selon Torre-Casanova [2013] . . . . .	52
1.43	Expression de $\tau_{int}$ en fonction de $f_c$ pour des essais non confinés . . . . .	53
1.44	Relation entre résistance de cisaillement et paramètres géométriques d'un essai pull-out selon Torre-Casanova [2013] . . . . .	55
2.1	Restriction sur une portion de la représentation du cisaillement de l'interface . . . . .	58
2.2	Efforts à l'œuvre sur le béton et l'acier . . . . .	58
2.3	Géométrie et conditions limites de l'essai . . . . .	59
2.4	Mise en place de la mousse autour d'une armature . . . . .	59
2.5	La Presse Schenk . . . . .	59
2.6	Capteur inférieur de déplacement LVDT et bague de support . . . . .	59
2.7	Correction de la mesure initiale de déplacement . . . . .	61
2.8	Deux types de câble optique (dimensions en mm) . . . . .	62
2.9	Positionnement des câbles optiques dans l'éprouvette . . . . .	64
2.10	Vérification du positionnement des câbles optiques dans le béton . . . . .	64
2.11	Fonction de convolution d'une fibre optique dans le béton ( $z_0 = 0$ ) . . . . .	65
2.12	Équilibre d'efforts verticaux d'une rondelle d'acier . . . . .	66
2.13	Exemple de présentation des mesures par fibres optiques . . . . .	66
2.14	Schéma de principe du banc de coulage . . . . .	67
2.15	Exemple de mise en œuvre du banc de coulage . . . . .	68
2.16	Rondelle de soutien et son orifice spécifique pour les câbles optiques . . . . .	68
2.17	Étude d'une diminution de la longueur d'interface par diminution de la hauteur totale de béton . . . . .	69
2.18	Critères d'efforts . . . . .	70
2.19	Mise en place des essais et de l'instrumentation par fibres optiques . . . . .	71
3.1	Représentation de la zone étudiée . . . . .	74
3.2	Évolution force - déplacement imposé représentatif des essais . . . . .	74
3.3	Caractérisation du béton Vercors en compression sur une éprouvette 16x32 . . . . .	74
3.4	Rigidités enveloppe . . . . .	75
3.5	Rigidités enveloppe linéiques . . . . .	75
3.6	Rigidité des cycles force - déplacement imposé . . . . .	76
3.7	Rigidités des cycles force - déplacement libre . . . . .	76
3.8	Glissements imposé et libre de l'armature dans le béton . . . . .	77
3.9	Mesures par fibres optiques des déformations de l'acier . . . . .	78
3.10	Fibres optiques dans l'acier, paliers enveloppe . . . . .	79
3.11	Régressions quadratiques, paliers enveloppe . . . . .	79
3.12	Déformations des fibres optiques du béton, paliers enveloppe . . . . .	80

3.13	Vérification de la validité de la régression polynomiale . . . . .	80
3.14	Régression polynomiale des déformations . . . . .	81
3.15	Cône d'extraction à l'extrémité inférieure de l'interface . . . . .	82
3.16	Déformations de la fibre optique accolée à l'armature . . . . .	82
3.17	Déformations élastiques de la fibre optique accolée à l'armature, paliers enveloppe . . . . .	83
3.18	Régression polynomiale des déformations de la fibre optique accolée . . . . .	83
3.19	Déformations des fibres optiques lors d'un même palier . . . . .	84
3.20	Déformations des fibres optiques de l'acier, paliers à 40 kN . . . . .	85
3.21	Déformations des fibres optiques du béton, Fibre à 15 mm, paliers à 40 kN . . . . .	85
3.22	Déformations des fibres optiques du béton, Fibre à 8 mm, paliers à 40 kN . . . . .	86
3.23	Déformations des fibres optiques du béton, Fibre accolée, paliers à 40 kN . . . . .	86
3.24	Déformations des fibres optiques lors d'un même palier . . . . .	87
3.25	Maillage Cast3m de la simulation numérique . . . . .	88
3.26	Comparaison des déformations numériques et expérimentales de l'acier paliers enveloppe . . . . .	90
3.27	Comparaison des déformations numériques et expérimentales de l'acier paliers à 40 kN . . . . .	90
3.28	Déformations numériques dans le béton pour un effort imposé de 60 kN . . . . .	90
3.29	Comparaison des déformations numériques et expérimentales des fibres optiques du béton, palier à 60 kN . . . . .	91
3.30	Contraintes locales de cisaillement . . . . .	93
3.31	Contraintes nominales de cisaillement . . . . .	93
3.32	Diffusion à 45° des déformations dans l'acier . . . . .	93
3.33	Contraintes de cisaillement aux paliers de 40 kN . . . . .	94
3.34	Faciès post-mortem de l'interface . . . . .	95
4.1	Faciès de rupture par éclatement du béton pour 170 mm de longueur d'interface . . . . .	98
4.2	Observation du plan de fissuration après sciage de l'éprouvette de 70 mm de haut . . . . .	98
4.3	Évolution force - déplacement . . . . .	99
4.4	Contraintes $\sigma_{rz,int}$ . . . . .	99
4.5	Disposition des câbles optiques dans le béton . . . . .	101
4.6	Connecteurs en bois . . . . .	101
4.7	Chargement spécifique . . . . .	101
4.8	Évolution force - déplacement . . . . .	102
4.9	Faciès post-mortem de l'interface après sciage . . . . .	102
4.10	Courbes enveloppe contrainte-déplacement . . . . .	103
4.11	Évolution des rigidités des cycles de charge-décharge au cours du chargement . . . . .	103
4.12	Mesures par fibres optiques dans l'acier . . . . .	104
4.13	Déformations expérimentales et numériques de l'acier . . . . .	104
4.14	Simulation numérique : indicateur de plasticité (0 pour élastique, 1 pour plastique) . . . . .	105
4.15	Contraintes de cisaillement au niveau de l'interface . . . . .	105
4.16	Mesures des fibres optiques du béton pour $\sigma_{zz,acier} = 560$ MPa . . . . .	106
4.17	Influence de la fonction de convolution sur les mesures numériques . . . . .	106
4.18	Déformations numériques et expérimentales dans les fibres optiques du béton . . . . .	106
4.19	Barre d'acier après essai . . . . .	107
4.20	Faciès post-mortem de l'interface de part et d'autre de l'armature . . . . .	108
4.21	Courbes force-déplacement . . . . .	108
4.22	Glissements . . . . .	108
4.23	Rigidités des cycles de charge-décharge . . . . .	109
4.24	Mesures par fibres optiques dans l'acier . . . . .	110
4.25	Mesures par fibres optiques dans l'acier au niveau de l'interface . . . . .	111
4.26	Contraintes de cisaillement, paliers enveloppe . . . . .	111

4.27	Contraintes de cisaillement, Paliers 40 kN . . . . .	112
4.28	Déformations des fibres optiques dans le béton Paliers enveloppe . . . . .	112
4.29	Déformations des fibres optiques dans le béton Paliers à 40 kN . . . . .	112
4.30	Déformations des fibres optiques dans le béton Fibre accolée à l'armature . . . . .	113
4.31	Force au pic . . . . .	115
4.32	Résultats des simulations numériques de Torre-Casanova [2013] . . . . .	115
4.33	Séparation du glissement global d'interface et de l'éclatement du béton . . . . .	116
4.34	Distinction entre glissement global d'interface et plastification de l'armature . . . . .	117
5.1	Faciès post-mortem de rupture par glissement global d'interface . . . . .	119
5.2	Force-déplacement imposé - résultats expérimentaux . . . . .	123
5.3	Comparaison des mesures expérimentales et numériques (ep. Vercors) . . . . .	123
5.4	Force vs déplacements imposé et libre . . . . .	124
5.5	Critères d'effort . . . . .	124
5.6	Rigidités des cycles force - déplacement imposé . . . . .	125
5.7	Rigidités des cycles force - déplacement libre (éprouvettes Vercors) . . . . .	125
5.8	Étude des glissements imposés et libres de l'armature dans le béton . . . . .	126
5.9	Valeurs maximales au pic . . . . .	128
5.10	Expression de $\tau_{int}$ en fonction de $f_c$ pour des essais non confinés . . . . .	129
5.11	Déformations de l'acier, paliers enveloppe autour du pic . . . . .	130
5.12	Régression quadratique des déformations de l'acier, paliers enveloppe . . . . .	131
5.13	Déformations numériques et expérimentales de l'acier, paliers enveloppe . . . . .	131
5.14	Contraintes de cisaillement de l'interface, paliers enveloppe . . . . .	131
5.15	Déformations de la fibre optique à 15 mm de l'armature, paliers enveloppe . . . . .	132
5.16	Comparaison des mesures expérimentales avec la simulation numérique . . . . .	133
5.17	Déformations de la fibre optique à 8 mm de l'armature, paliers enveloppe . . . . .	133
5.18	Évolution des profil de déformation à l'extrémité inférieure de l'interface . . . . .	134
5.19	Déformations de la fibre optique accolée à l'armature, paliers enveloppe . . . . .	134
5.20	Régressions des déformations de la fibre optique accolée à l'armature Paliers enveloppe . . . . .	134
5.21	Comparaison des déformations expérimentales et numériques Fibre accolée à l'armature, paliers enveloppe . . . . .	135
5.22	Déformations des fibres optiques dans le béton . . . . .	136
5.23	Déformations des fibres optiques dans le béton . . . . .	136
5.24	Déformations de l'acier, paliers 40 kN . . . . .	137
5.25	Déformations de la fibre à 15 mm de distance . . . . .	137
5.26	Profil des déformations, fibre à 8 mm de distance, paliers à 40 kN . . . . .	138
5.27	Déformations de la fibre à 8 mm de distance, paliers à 40 kN . . . . .	138
5.28	Déformations à l'extrémité inférieure de l'interface, fibre à 8 mm, paliers 40 kN . . . . .	139
5.29	Profil des déformations, fibre accolée, paliers 40 kN . . . . .	139
5.30	Analyse des déformations, fibre accolée, paliers 40 kN . . . . .	139
5.31	Déformations des fibres optiques dans le béton, paliers à 40 kN . . . . .	140
5.32	Déformations des fibres optiques dans le béton, paliers à 40 kN . . . . .	141
5.33	Reconstitution 3D de l'échantillon étudié . . . . .	141
5.34	Coupe verticale de l'échantillon . . . . .	141
5.35	Fissure le long de l'armature (image pivotée de 90° dans le sens horaire) . . . . .	142
5.36	Schéma de principe de l'essai . . . . .	143
5.37	Préparation des éprouvettes . . . . .	143
5.38	Détermination des perméabilités apparentes et intrinsèques des éprouvettes . . . . .	144
5.39	Représentation des phénomènes non-linéaires précédant le pic . . . . .	147
5.40	Représentation des phénomènes de glissement - frottement mis en évidence . . . . .	150

A.1	Câble optique contenant des fibres optiques et une gaine protectrice . . . . .	159
A.2	Transmission d'une onde lumineuse dans une fibre optique . . . . .	159
A.3	Rétro-diffusion d'une onde lumineuse dans une fibre optique suivant différents processus . . . . .	160
B.1	Fibre acier, paliers enveloppe . . . . .	164
B.2	Fibre acier, paliers 40 kN . . . . .	164
B.3	Fibre acier, paliers 2 kN . . . . .	164
B.4	Fibre accolée, paliers enveloppe . . . . .	165
B.5	Fibre accolée, paliers 40 kN . . . . .	165
B.6	Fibre accolée, paliers 2 kN . . . . .	165
B.7	Fibre à 8 mm, paliers enveloppe . . . . .	166
B.8	Fibre à 8 mm, paliers 40 kN . . . . .	166
B.9	Fibre à 8 mm, paliers 2 kN . . . . .	166
B.10	Fibre à 15 mm, paliers enveloppe . . . . .	167
B.11	Fibre à 15 mm, paliers 40 kN . . . . .	167
B.12	Fibre à 15 mm, paliers 2 kN . . . . .	167
B.13	Fibre acier, paliers enveloppe . . . . .	168
B.14	Fibre acier, paliers 40 kN . . . . .	168
B.15	Fibre acier, paliers 2 kN . . . . .	168
B.16	Fibre accolée, paliers enveloppe . . . . .	169
B.17	Fibre accolée, paliers 40 kN . . . . .	169
B.18	Fibre accolée, paliers 2 kN . . . . .	169
B.19	Fibre à 8 mm, paliers enveloppe . . . . .	170
B.20	Fibre à 8 mm, paliers 40 kN . . . . .	170
B.21	Fibre à 8 mm, paliers 2 kN . . . . .	170
C.1	Fibre acier, paliers enveloppe . . . . .	174
C.2	Fibre acier, paliers 40 kN . . . . .	174
C.3	Fibre acier, paliers 2 kN . . . . .	174
C.4	Fibre accolée, paliers enveloppe . . . . .	175
C.5	Fibre accolée, paliers 40 kN . . . . .	175
C.6	Fibre accolée, paliers 2 kN . . . . .	175
C.7	Fibre à 8 mm, paliers enveloppe . . . . .	176
C.8	Fibre à 8 mm, paliers 40 kN . . . . .	176
C.9	Fibre à 8 mm, paliers 2 kN . . . . .	176
C.10	Fibre à 15 mm, paliers enveloppe . . . . .	177
C.11	Fibre à 15 mm, paliers 40 kN . . . . .	177
C.12	Fibre à 15 mm, paliers 2 kN . . . . .	177
C.13	Fibre acier, paliers enveloppe . . . . .	178
C.14	Fibre acier, paliers 40 kN . . . . .	178
C.15	Fibre acier, paliers 2 kN . . . . .	178
C.16	Fibre accolée, paliers enveloppe . . . . .	179
C.17	Fibre accolée, paliers 40 kN . . . . .	179
C.18	Fibre accolée, paliers 2 kN . . . . .	179
C.19	Fibre à 8 mm, paliers enveloppe . . . . .	180
C.20	Fibre à 8 mm, paliers 40 kN . . . . .	180
C.21	Fibre à 8 mm, paliers 2 kN . . . . .	180
C.22	Fibre à 15 mm, paliers enveloppe . . . . .	181
C.23	Fibre à 15 mm, paliers 40 kN . . . . .	181
C.24	Fibre à 15 mm, paliers 2 kN . . . . .	181

D.1	Fibre acier, paliers enveloppe . . . . .	184
D.2	Fibre acier, paliers 40 kN . . . . .	184
D.3	Fibre acier, paliers 2 kN . . . . .	184
D.4	Fibre accolée, paliers enveloppe . . . . .	185
D.5	Fibre accolée, paliers 40 kN . . . . .	185
D.6	Fibre accolée, paliers 2 kN . . . . .	185
D.7	Fibre à 8 mm, paliers enveloppe . . . . .	186
D.8	Fibre à 8 mm, paliers 40 kN . . . . .	186
D.9	Fibre à 8 mm, paliers 2 kN . . . . .	186
D.10	Fibre à 15 mm, paliers enveloppe . . . . .	187
D.11	Fibre à 15 mm, paliers 40 kN . . . . .	187
D.12	Fibre à 15 mm, paliers 2 kN . . . . .	187
D.13	Fibre acier, paliers enveloppe . . . . .	188
D.14	Fibre acier, paliers 40 kN . . . . .	188
D.15	Fibre acier, paliers 2 kN . . . . .	188
D.16	Fibre accolée, paliers enveloppe . . . . .	189
D.17	Fibre accolée, paliers 40 kN . . . . .	189
D.18	Fibre accolée, paliers 2 kN . . . . .	189
D.19	Fibre à 8 mm, paliers enveloppe . . . . .	190
D.20	Fibre à 8 mm, paliers 40 kN . . . . .	190
D.21	Fibre à 8 mm, paliers 2 kN . . . . .	190
D.22	Fibre à 15 mm, paliers enveloppe . . . . .	191
D.23	Fibre à 15 mm, paliers 40 kN . . . . .	191
D.24	Fibre à 15 mm, paliers 2 kN . . . . .	191

---

# Liste des tableaux

---

1.1	Récapitulatif des différents essais non confinés issus de la littérature <i>PO : pull-out</i> , <i>PI : push-in</i> . . . . .	53
2.1	Jeux de données pour le calcul des différentiels de déplacements . . . . .	60
2.2	Formulation Vercors . . . . .	68
2.3	Formulation Ceos et Ceos bis . . . . .	68
2.4	Paramètres matériau des différents bétons utilisés . . . . .	69
2.5	Récapitulatif des essais réalisés . . . . .	70
3.1	Paramètres des modélisations numériques des différents matériaux . . . . .	89
4.1	Récapitulatif des essais ayant conduit à une rupture par éclatement du béton . .	97
4.2	Récapitulatif des essais menant à une rupture par plastification de l'armature . .	100
4.3	Récapitulatif des essais menant à une rupture combinée de l'éprouvette . . . . .	107
4.4	Détermination des longueurs caractéristiques du problème . . . . .	109
4.5	Calcul du ratio minimal $l_{int}/\phi_a$ pour assurer une rupture par plastification de l'armature . . . . .	117
5.1	Récapitulatif des essais menant à une rupture par glissement global d'interface .	120
5.2	Variables flux et variables forces du modèle (selon Richard <i>et al.</i> [2010b]) . . . . .	121
5.3	Jeu de paramètres utilisé pour la simulation numérique . . . . .	122
5.4	Contrainte de frottements acier-béton . . . . .	127
5.5	Résistances au cisaillement . . . . .	128
5.6	Comparaison des perméabilités intrinsèques des éprouvettes . . . . .	144
5.7	Modes de rupture observés lors des différents essais . . . . .	154





---

# Introduction

---

## Contexte

La tenue structurelle des bâtiments au cours du temps est aujourd'hui un enjeu extrêmement fort et continuera de l'être durant les prochaines décennies. En effet, ceux-ci sont fortement sollicités par des chargements dimensionnants internes et externes. Ces cas de charges sont multiples et peuvent être soit de fonctionnement (gravité, variation de température, retraits différentiels du béton,...), soit accidentels (impacts, pression interne, ...). Ils peuvent alors affecter la vulnérabilité de la structure de plusieurs manières :

- Dégradation de la capacité portante mettant en péril la survie des êtres humains y vivant ou y travaillant, des équipements, et enfin de la structure elle-même.
- Dégradation de la durée de vie en favorisant les attaques chimiques extérieures (telles que la corrosion ou la carbonatation) par la fissuration.
- Dans le cas de structures nécessitant une étanchéité comme les barrages ou certaines installations militaires, dégradation de la capacité de rétention suite à une microfissuration diffuse accentuée ou suite à la création de chemins préférentiels de transfert de fluides.

Parmi ces derniers ouvrages figurent les enceintes de confinement, notamment à double paroi, des centrales nucléaires. Il s'agit de structures de grande taille dont EDF vérifie notamment la bonne tenue structurelle face aux différents chargements qu'elles subissent ou peuvent périodiquement subir. Un soin particulier est apporté à leur conception : les enceintes doivent en effet conserver leur intégrité face aux multiples cas de charges classiques ou spécifiques au génie civil nucléaire, par exemple dans le cas d'un Accident par Perte de Réfrigérant Primaire (APRP). Cette étanchéité est principalement assurée grâce aux faibles caractéristiques de transfert du béton. Ainsi, la perméabilité intrinsèque est très faible pour un béton vierge (de l'ordre de  $10^{-18}\text{m}^2$ ), mais augmente de plusieurs ordres de grandeur dans le cas d'une fissuration. La structure est donc dimensionnée pour d'une part reprendre la pression interne due à un APRP, et d'autre part pour éviter toute fissuration du béton traversant l'enceinte qui se transformerait alors en chemin préférentiel de fuites.

Il est donc essentiel de pouvoir fixer, lors de la conception et de la construction de la structure, des objectifs de durabilité et de les respecter au cours de la durée de vie de l'ouvrage. Cette exigence nécessite de prévoir d'une part l'évolution naturelle ou sous chargement et au cours du temps du comportement des matériaux utilisés pour la construction. D'autre part, des précautions doivent être prises pour permettre à la structure de supporter les sollicitations précédemment évoquées. Afin de parer ces sollicitations, l'enceinte comporte des câbles de précontrainte confinant la structure en béton armé. Leur tension varie au cours du temps du fait notamment de la relaxation des câbles, des déformations différées du béton et du chargement en pression lors des épreuves enceinte réalisées tous les dix ans et dont la première a lieu avant la

mise en service de l'ouvrage. Ces variations impactent sur le reste de l'enceinte.

Celui-ci est constitué de béton armé. Cette association de l'acier et du béton permet de reprendre d'importants chargements. En effet, elle allie la résistance en compression du béton à celle en traction de l'acier. Par exemple, le béton d'une poutre en flexion est sollicité sur l'une des deux fibres en traction et sur l'autre fibre en compression. La présence d'armatures normales à la section en traction permet alors de compenser le déficit de résistance du béton. Du fait de l'alignement de l'armature avec la contrainte qu'elle reprend, le transfert d'efforts entre l'acier et le béton se présente alors essentiellement sous la forme d'une contrainte de cisaillement. L'association des deux matériaux limite également la fissuration par effet de couture et donc la création de chemins de fuite.

La liaison entre ces deux constituants, ainsi qu'entre le béton et les gaines de précontrainte, devient donc un élément essentiel de la santé de l'ouvrage. Une dégradation de l'interface peut provoquer une discontinuité des transferts de charge, menant à un chargement trop important du béton et donc à sa fissuration. De plus, une ouverture de fissure le long d'une armature pourrait créer, en se connectant à d'autres fissures semi-traversantes, un chemin potentiel de fuite. La liaison acier-béton participe donc à la fois à la tenue et à l'étanchéité de la structure, il devient nécessaire de connaître, de savoir prendre en compte et de modéliser son comportement.

## Problématique

Comme il l'a été précisé précédemment pour les enceintes de confinement, la connaissance de l'influence de la liaison n'est pas seulement nécessaire lors d'une situation accidentelle où la structure est fortement sollicitée. En effet, des sollicitations déjà importantes existent lorsque l'ouvrage est en service. Ainsi la mise sous tension des câbles de précontrainte induit un changement de l'état de contraintes dans l'enceinte, sollicitant la liaison acier-béton. Sans considérer les cas de charge accidentels (mais sans les négliger non plus), ce chargement évolue au cours du temps en même temps que la tension dans les câbles. Il est donc nécessaire de connaître la réponse de la liaison à ces sollicitations, notamment sa résistance.

Or, la prise en compte d'une dégradation de la liaison est très complexe à l'échelle de la structure vu l'importante quantité d'armatures présentes dans un ouvrage, a fortiori dans une enceinte de confinement. Aussi une adhérence parfaite entre acier et béton est généralement postulée dans l'essentiel des analyses réalisées en bureaux d'études. Ceci a l'avantage de sous-estimer la contrainte reprise par les armatures, ce qui amène à une section d'acier supérieure à ce qui est réellement nécessaire. Cette hypothèse va donc dans le sens de la sécurité. Cependant, une hypothèse d'adhérence parfaite implique des conditions cinématiques (égalité des déplacements et des déformations) incompatibles entre l'acier et le béton, le comportement de l'armature avant le pic relève donc d'un mécanisme non linéaire. De plus, elle est encore moins réaliste à partir d'un certain seuil de contrainte où l'interface se dégrade et où le lien entre acier et béton n'est alors plus assuré. L'impact d'une dégradation de la liaison acier-béton, quelle qu'elle soit, est dans ce cas sous-évalué, tant du point de vue du calcul de structure que de l'étanchéité de la structure. Le manque de modèles numériques pouvant traiter de cette dégradation au niveau d'une telle structure réduit également la connaissance de son impact sur le comportement global de la structure. Il convient donc de réaliser des études expérimentales locales.

La difficulté principale à propos de l'étude expérimentale de la liaison acier-béton concerne l'accessibilité à l'état de l'interface. En effet, dans les structures de génie civil, le béton entoure complètement les armatures afin de les protéger notamment des agressions chimiques, ce qui interdit alors une simple visualisation directe. Il faut donc utiliser des techniques de visualisation

indirecte, tels que des capteurs. Or les technologies actuelles souffrent d'un manque de développement. En effet, il faudrait pouvoir accéder aux données caractérisant le comportement local de l'interface sous sollicitations, telles que par exemple les déformations et les contraintes locales, tout en limitant l'intrusivité des capteurs pour éviter qu'ils ne modifient le comportement observé.

## Objectifs de la thèse

Les travaux présentés dans ce mémoire ont pour objectifs d'analyser le comportement de la liaison acier-béton (dans le cas d'une armature passive) sous une sollicitation mécanique représentative de l'état de contraintes d'une enceinte de confinement. Afin de déterminer ces sollicitations, on se basera sur le cas d'un fonctionnement de service, à partir duquel un état de contraintes sera extrait. L'étude de la liaison sous ce type de chargement spécifique doit permettre de compléter les connaissances sur la réponse mécanique de la liaison. Un soin particulier sera apporté à la phase pré-pic du comportement de la liaison, pour lequel un comportement élastique est généralement supposé.

Par ailleurs, la ruine de l'éprouvette peut être provoquée par le glissement global de l'armature dans le béton, mais peut également avoir lieu via d'autres modes de rupture comme la plastification des armatures ou l'éclatement du béton. Il est donc nécessaire de déterminer et de quantifier les paramètres mécaniques et géométriques du problème qui vont piloter ce choix du mode de rupture.

De plus, une analyse de la liaison d'un point de vue des caractéristiques de transfert est souhaitable afin de connaître sa sensibilité à un chargement mécanique.

Enfin, la modélisation numérique des essais permet de comparer les données expérimentales à des valeurs issues de simulations numériques. Pour cela, un modèle de la liaison simple, robuste et représentant les différents phénomènes non linéaires à l'œuvre au sein de l'interface, doit pouvoir être utilisé. Ces trois critères réduisent considérablement le nombre de modèles pouvant postuler.

## Organisation du document

Dans un premier temps, un état de l'art des recherches sur la liaison acier-béton est réalisé dans le chapitre 1. Il permet de recenser les verrous scientifiques pour lesquels des recherches supplémentaires sont nécessaires. Afin d'y répondre en partie, un essai simple, représentatif des états de contraintes rencontrés dans les enceintes de confinement, et pour lequel la littérature propose actuellement peu de données, est défini au chapitre 2. L'étude locale de l'interface est facilitée par la mise en place d'une instrumentation spécifique par fibres optiques. Une première analyse exposée chapitre 3 porte sur le comportement de la liaison avant sa rupture (ce quel que soit le mode de rupture observé). Par la suite, les différents modes de rupture d'une éprouvette de béton armé sont ensuite recensés au chapitre 4 et comparés. Enfin, une analyse plus détaillée est réalisée au chapitre 5 sur la rupture par glissement d'interface afin d'en analyser précisément le comportement. Suite à ces études, des conclusions sur le comportement de la liaison sont formulées et des perspectives de travaux futurs sont ensuite exposées.



---

## Chapitre 1

---

# État de l'art sur la liaison acier-béton

---

Lors de la construction de nouveaux bâtiments, leur tenue structurelle au cours du temps est essentielle. Elle doit être assurée face aux multiples sollicitations internes ou externes subies par la structure. Dans le cas d'une construction en béton armé, l'association du béton et de l'acier permet de reprendre d'importants chargements. La liaison entre ces deux constituants est donc un élément essentiel de la santé de l'ouvrage, car elle permet les transferts d'effort d'un matériau à l'autre. Une dégradation de la liaison peut alors avoir des conséquences importantes sur la tenue structurelle du bâtiment. Afin de connaître son fonctionnement, la liaison acier-béton a été le sujet de nombreuses recherches depuis plus d'un demi-siècle. Les essais, pour la plupart réalisés en laboratoire, ont permis de déterminer le comportement phénoménologique de la liaison lorsqu'elle est sollicitée en cisaillement. Cependant, plusieurs verrous scientifiques sont aujourd'hui encore présents.

Avant même d'aborder la question de la rupture se pose la question de l'« adhérence parfaite ». Il est communément admis que ce terme désigne une première phase de comportement de la liaison caractérisée par une absence de dégradation. Or, cette analyse se traduit-elle par une égalité des déplacements, des déformations ou des contraintes entre le béton et l'acier ? Quelque soit la réponse à cette interrogation, la différence de module d'Young entre les deux matériaux induira un différentiel de contraintes ou de déformations qui devra être repris par l'interface. Ce différentiel n'est donc pas compatible avec une adhérence parfaite.

En plus de la compréhension générale du comportement, il est nécessaire de pouvoir accéder à des valeurs particulières du comportement de l'interface. Par exemple, la résistance en cisaillement de l'interface est une donnée importante en vue du dimensionnement des structures. Afin de faciliter la conception de structures, on cherche à relier cette donnée à des caractéristiques des deux matériaux en présence, comme la résistance en traction ou en compression du béton. Il est néanmoins possible que cette grandeur ne soit intrinsèque à l'interface. De plus, dans le cas d'un transfert d'effort entre l'acier et le béton, les contraintes de cisaillement ne sont pas homogènes le long de la zone de transfert, il existe donc une différence entre les contraintes locales de cisaillement de l'interface et les valeurs globales de contrainte de cisaillement correspondant à une moyenne sur la longueur d'interface.

Les modélisations numériques de la liaison à l'échelle de l'interface, qui aujourd'hui se complexifient considérablement, souffrent également du manque de données locales. En effet, la validation des modèles ne peut se faire qu'à l'échelle globale, en comparant les résultats numériques à des variables expérimentales généralement moyennées sur la longueur de l'interface.

## 1.1 Approche de la liaison acier-béton

Face au problème multi-échelles posé par la liaison acier-béton, l'étude de l'interface à l'échelle structurelle n'est pas réalisable. Il convient donc d'utiliser des essais représentatifs de ces situations où la liaison est plus accessible et où son comportement devient analysable. La mise au point d'un modèle numérique sur la base de ces essais permet par la suite, après validation du modèle, de se rapprocher de la prédiction du comportement de la structure (cf. figure 1.1).

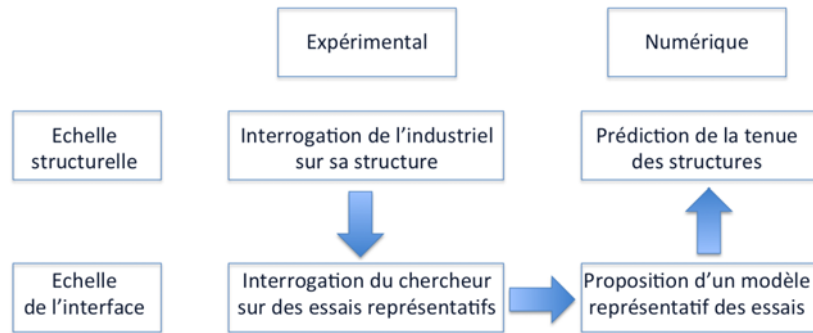


FIGURE 1.1: De l'analyse à la prédiction

### 1.1.1 Cas d'étude d'une structure épaisse

Au sein des différents types de bâtiments, les structures épaisses et précontraintes posent un défi supplémentaire à l'étude de la liaison acier-béton.

En effet, les phénomènes habituels de prise du béton ont un impact différent pour un fort enrobage : au cœur de la structure, l'eau libre met un temps bien plus important à s'évacuer, induisant des retraits différentiels du béton plus tardifs. De plus, la grande quantité de béton, matériau peu conducteur, peut amener à un échauffement important au cœur du béton lors de sa prise, modifiant ces retraits différentiels. Enfin, les enceintes de confinement proposent un ferrailage dense pouvant modifier la qualité du béton. Ces particularités font de ces structures épaisses des ouvrages vivants dans lesquels les conditions hygrothermiques et mécaniques ne cessent de changer du fait même de la structure. Il convient également de prendre en compte la difficulté de la réalisation de tels ouvrages, pouvant mener à des hétérogénéités importantes du béton dans la structure et donc à une mauvaise qualité de bétonnage (nids de cailloux, vides, ...).

De plus, dans le cas courant du béton armé, les armatures sont généralement positionner afin de renforcer le béton en traction et pour assurer le transfert des efforts entre deux fissures. Elles sont donc en traction au niveau de ces fissurations. Or, dans le cas d'ouvrages précontraints peut se rajouter une compression dans l'axe de la barre, dont l'effet n'a pas été étudié de manière extensive jusqu'à présent. Dans ces situations, l'effet Poisson implique alors des sollicitations de l'interface et donc des comportements différents. Cette remarque est également valable pour la comparaison entre des essais en laboratoire de type pull-out et push-in, qui sera étudiée par la suite.

Dans la diversité des structures épaisses (piles de pont, installations militaires, digues de soutènement et de protection, ...), les enceintes de confinement des réacteurs nucléaires ont une place particulière : il s'agit de structures précontraintes ayant une fonction d'étanchéité et sur lesquelles des sollicitations variées et importantes peuvent s'appliquer (séisme, explosion externe, pression interne, etc). Leur rôle de troisième barrière de protection selon la doctrine EDF leur confère une attention toute particulière lors de leur conception et de leur construction.

Des câbles de précontrainte y sont ainsi insérés pour empêcher l'apparition de contraintes de traction dans le béton pouvant mener à une fissuration et donc à un chemin de fuite. Ils

constituent le principal effort appliqué en continu au reste de la structure. Ces câbles sont progressivement tendus un à un suivant un processus très complexe entre la fin du coulage de l'enceinte et le début de l'exploitation de l'ouvrage. Au cours de la durée de vie de l'enceinte, cette tension varie du fait de la relaxation des câbles, des déformations différées du béton et du chargement en pression lors des épreuves enceinte réalisées tous les 10 ans. Si l'on excepte les interactions dues aux mises en tension simultanées ou alternées de plusieurs câbles (qui ne sont pas négligeables), la mise sous tension d'un unique câble (par exemple vertical, cf. figure 1.2) induit une compression du béton de l'enceinte dans cette même direction (cf. figure 1.3). Les contraintes de compression dans le béton atteignent en zone courante environ 8 MPa dans la direction orthoradiale et 12 MPa dans la direction verticale.

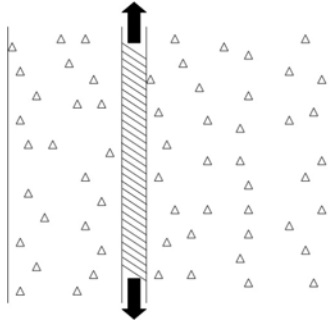


FIGURE 1.2: Mise en traction d'un câble de précontrainte de l'enceinte

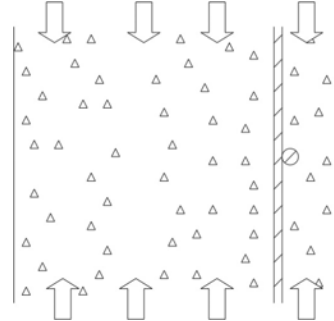


FIGURE 1.3: Compression verticale induite du béton

Cette compression impacte les armatures passives et leur interface avec le béton environnant. Ainsi, les barres colinéaires à un câble de précontrainte vertical, initialement à une contrainte axiale nulle, voient leur interface être cisailée du fait du différentiel de contrainte axiale entre le béton et l'acier (cf. figure 1.4). A contrario, les barres orthogonales au câble sont comprimées latéralement, et le point dur que constitue la barre dans le béton (le ratio des modules d'Young acier/béton varie au cours du temps entre 5 et 15 pour un béton C30/40) induit un phénomène d'inclusion, pouvant mener à une rupture partielle de l'interface (cf. figure 1.5).

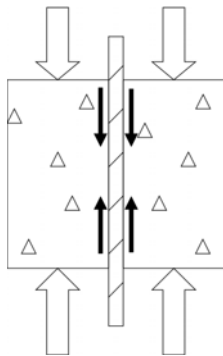


FIGURE 1.4: Cisaillement de l'interface suite à une contrainte de compression dans le béton colinéaire à la barre

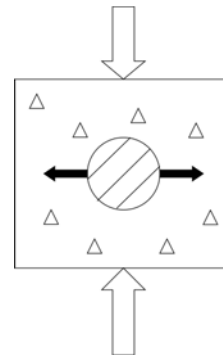


FIGURE 1.5: Effet d'inclusion suite à une contrainte de compression dans le béton orthogonale à la barre

Ce raisonnement peut s'appliquer à tout câble de précontrainte vertical ou orthoradial de l'enceinte de confinement. Du fait de ces positionnements des armatures passives également dans les directions verticales et orthoradiales, les interfaces acier-béton de la structure subiront donc à la fois un cisaillement et un phénomène d'inclusion lors de la tension des câbles. Enfin, les armatures d'effort tranchant (cadres et étriers), orthogonales aux câbles de précontrainte verticaux et orthoradiaux, seront doublement sollicitées par l'effet d'inclusion.



A ces contraintes d'origine mécanique s'ajoute également un cisaillement issu des différents retraits différés du béton qui sont importants dans ce type de structures. Ces retraits ne peuvent pas se réaliser librement avec la présence de barres d'acier, induisant un phénomène de retrait gêné. L'interface est donc à nouveau sollicitée en cisaillement et le béton localement en traction.

Nous nous intéresserons exclusivement dans ce mémoire au premier cas induisant du cisaillement à l'interface, l'effet d'inclusion étant considéré comme assez faible.

Toutes les constructions réalisées sont tenues d'être en conformité avec la réglementation en vigueur. Celle concernant les enceintes de confinement construites par EDF s'appuie les Eurocodes, dont la partie s'appliquant spécifiquement au béton armé est l'Eurocode 2-1-1 [2005]. Il définit (§8.4.2) la résistance au cisaillement de l'interface à prendre en considération pour les calculs, ainsi que la longueur d'ancrage à considérer pour toutes les barres (§8.4.3 et 8.4.4).

La résistance de calcul au cisaillement de l'interface  $f_{bd}$  est fonction de l'aire relative des armatures, de la résistance en traction du béton et de l'enrobage (cf. équation 1.1).

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (1.1)$$

avec :

- $\eta_1$  : fonction des conditions d'interface. Vaut 1 pour de bonnes conditions de coulage (armature verticale, barres inférieures d'une poutre, barres supérieures d'une poutre pour une hauteur totale de la poutre inférieure à 250 mm), ou 0,7 pour de mauvaises conditions.
- $\eta_2$  : fonction du diamètre d'acier. Vaut  $\max(1,32 - \phi_a/100; 1)$ .
- $f_{ctd}$  : résistance de calcul en traction du béton.

Ainsi, pour une barre d'acier de 16 mm de diamètre coulée verticalement dans un béton, la résistance de calcul au cisaillement, en prenant en compte les coefficients de sécurité inclus, vaut  $2,25 f_{ctd}$ . Nous verrons plus loin dans ce chapitre que, d'après la littérature, le ratio des résistances réelles au cisaillement (exposées tableau 1.1) sur la résistance en traction est plus proche de 6. Ceci donne une idée de la marge de la réglementation actuelle, qui est due à la sécurité nécessaire et à l'incertitude sur les phénomènes en cours.

De cette valeur caractéristique, une longueur d'ancrage nécessaire pour les armatures est extraite (cf. équation 1.2).

$$l = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_n}{f_{bd}} \geq l_{b,min} \quad (1.2)$$

avec :

- $\alpha_1$  : fonction de la géométrie des barres
- $\alpha_2$  : fonction de l'enrobage. Vaut 1 pour des armatures comprimées,  $0,7 \leq 1 - 0,15 \frac{c-\phi}{\phi} \leq 1$  pour des armatures tendues
- $\alpha_3$  : fonction du confinement passif
- $\alpha_4$  : fonction du recouvrement des armatures
- $\alpha_5$  : fonction du confinement actif. Vaut 1 pour des armatures comprimées,  $0,7 \leq 1 - 0,04p \leq 1$  pour des armatures tendues avec  $p$  le confinement actif.
- $\sigma_n$  : contrainte normale dans l'acier
- $l_{b,min}$  : longueur d'ancrage minimale. Vaut  $\max(10\phi; 100 \text{ mm})$ .

De cette équation ressort immédiatement un ratio entre force dans l'acier et force dans l'interface : la longueur d'ancrage est uniquement dimensionnée afin de favoriser une plastification de l'armature par rapport à un glissement d'interface. Un bon enrobage ainsi qu'un confinement

actif ou passif permettent de diminuer cette longueur critique jusqu'à 30% pour une armature en traction. A contrario pour une armature en compression, la longueur d'ancrage n'est pas modifiée, afin d'éviter des phénomènes locaux de flambement potentiellement destructeurs.

L'annexe C de l'Eurocode précise qu'il est possible de diminuer l'aire relative des armatures lors de la fabrication des barres, s'il est prouvé par des essais que la résistance au cisaillement de l'interface, obtenue grâce à des essais effectués conformément au CEB/Rilem, respecte les conditions des équations 1.3 et 1.4. Les applications numériques sont effectuées pour un diamètre d'acier de 16 mm.

$$\tau_m \geq 0,098.(80 - 1,2\phi) = 5,96 MPa \quad (1.3)$$

$$\tau_r \geq 0,098.(130 - 1,9\phi) = 9,76 MPa \quad (1.4)$$

avec :

- $\tau_m$  : moyenne des contraintes de cisaillement relevées pour des glissements de 0,01, de 0,1 et de 1 mm
- $\tau_r$  : contrainte de cisaillement au pic

Les calculs normatifs des résistances au cisaillement de l'interface font intervenir les caractéristiques géométriques et mécaniques de la situation considérée. Un premier calcul a exposé la marge de l'Eurocode afin d'assurer une bonne tenue structurale des bâtiments, qui peut mener à un surferraillage des structures. L'étude du comportement de la liaison est donc également d'importance en vue de réaliser une meilleure estimation de la résistance au cisaillement de l'interface, de réduire les marges d'incertitude et ainsi d'améliorer les normes de construction.

### 1.1.2 Description des composants de l'interface

Avant d'étudier le comportement de l'interface, il est important de connaître ses deux composants, l'acier et le béton.

Le béton est un composé multiphasique obtenu en agrégeant des granulats de plusieurs tailles (graviers, granulats et sables) dans une pâte de ciment appelée mortier, issue d'un mélange de ciment et d'eau. Il s'agit donc d'un milieu fortement hétérogène, composé d'éléments durs (les granulats) enrobés dans une matrice plus molle (le mortier). Il est essentiellement utilisé pour sa résistance en compression, permettant de reprendre des contraintes allant généralement jusqu'à 40 MPa<sup>1</sup>. La fissuration de ce milieu se développe généralement en deux temps : à l'interface entre granulats et mortiers dans un premier temps, suivant le processus appelé auréole de transition, puis au travers du mortier. Plus rarement, la fissuration traverse également les granulats (on parle dans ce cas de rupture trans-granulaire).

Du fait de l'hétérogénéité du milieu, la résistance du béton en traction est bien plus faible qu'en compression, avec un rapport de l'ordre de 10. Afin de compenser cette faiblesse, des éléments d'acier sont introduits dans les zones de béton en traction pour reprendre les efforts et empêcher sa fissuration. Il s'agit généralement de barres globalement cylindriques<sup>2</sup> avec un diamètre et une longueur de l'ordre respectivement de la dizaine de millimètres et de quelques mètres. Afin d'améliorer leur ancrage dans le béton, elles peuvent comporter sur toute leur longueur des nervures grosso modo orthoradiales de quelques millimètres d'épaisseurs. Ces armatures sont alors dites à Hautes Adhérence (HA), par comparaison avec les armatures dites

1. Les recherches sur les bétons dits à Haute Performance (BHP) et à Ultra-Haute Performance (BFUP) permettent toutefois d'atteindre des résistances bien plus importantes, pouvant aller jusqu'à 250 MPa

2. Néanmoins, des études ont été récemment menées sur des barres comportant des sections rectangulaires, cf. Phan *et al.* [2013]

lisses qui n'en ont pas. Si l'on observe de plus près une barre d'acier HA (cf. figure 1.6), les nervures sont réparties en deux familles de part et d'autre de deux génératrices courant tout le long de l'armature. Ces deux familles sont organisées chacune suivant un motif propre :

- D'un côté, un motif "régulier" constitué d'une seule nervure inclinée à environ  $45^\circ$ .
- De l'autre côté, un motif "irrégulier" constitué de deux nervures inclinées l'une à environ  $60^\circ$  et l'autre à environ  $45^\circ$  par rapport à l'axe de la barre.



*Motif "régulier"*



*Motif "irrégulier"*

FIGURE 1.6: Motifs des nervures d'une armature HA16

Il convient donc de noter que la géométrie d'une barre d'acier ne peut pas être décrite par une symétrie de révolution autour de l'axe de la barre, ni même par une symétrie axiale. Une armature est à géométrie asymétrique avant même d'être en interaction avec le béton.

L'interface acier-béton constitue la surface de contact entre l'acier et le béton. Du fait de la présence des nervures, elle ne peut pas être réduite à un simple cylindre. L'interpénétration des matériaux entre eux implique une distance non nulle où les efforts sont transférés entre l'acier et le béton. Certains chercheurs estiment que cette distance est égale à  $1/10^e$  du diamètre d'acier, d'autres qu'elle est indépendante du diamètre. Le transfert des efforts sur cette distance associé à l'interface constitue la liaison acier-béton.

La dégradation de la liaison via un glissement de l'armature passe généralement par une fissuration cylindrique. Celle-ci doit donc traverser l'un et/ou l'autre des deux matériaux. L'acier étant plus rigide et résistant d'un ordre de grandeur que le béton (module d'Young de 210 GPa et résistance de 500 MPa contre respectivement environ 30 GPa et 40 MPa en compression), la dégradation de la liaison se développe uniquement dans le béton à proximité de l'acier.

D'un point de vue matériau, la question de l'épaisseur se pose en d'autres termes : l'inclusion de la barre d'acier modifie forcément le placement des granulats du béton dans le volume à couler, il en résulte donc une épaisseur de béton autour de la barre où les granulats du béton, notamment les plus gros, ne sont pas libres de se positionner, engendrant ainsi un changement de composition du béton. Du fait de cette réduction de la teneur en granulats, il devient possible de considérer que le béton autour de l'armature est plus proche de la composition d'un mortier. Cette épaisseur où les caractéristiques du béton sont altérées correspond pour certains chercheurs à l'interface où la fissuration se développera. Pour autant, la quantification avec précision de cette dimension, cette fois en fonction de la taille des granulats du béton, demeure complexe. On peut également penser qu'une vibration efficace (ou l'utilisation d'un béton auto-plaçant) permet de diminuer cette faiblesse locale.

La traduction de ces observations en modèles d'interface passe généralement par l'introduction d'un élément numérique d'épaisseur nulle, appelé élément joint, concentrant tous les phénomènes non-linéaires de l'interface et du béton proche. Les lois de comportement de ces éléments joints relient la contrainte de cisaillement au saut de déplacement. Cette hypothèse de modélisation fait surtout sens lorsque la liaison est observée à l'échelle de la structure. Cependant, de récents travaux ont modélisé la liaison par un matériau à part entière avec une certaine épaisseur, correspondant à une observation à l'échelle de l'interface. Dans ce cas, le comportement du matériau est décrit par une loi classique reliant contraintes et déformations.

### 1.1.3 Comportement phénoménologique de la liaison

Le rôle de la liaison consiste principalement à transférer entre l'acier et le béton les contraintes orientées dans l'axe de l'armature, ce qui fait qu'elle est principalement sollicitée en cisaillement. La recherche de son comportement en réponse à ce chargement est le principal objet des recherches réalisées sur ce sujet.

La grande variété des essais que l'on peut découvrir dans la littérature ne permet pas de réaliser ici un état de l'art exhaustif. Néanmoins, il est possible de résumer les essais à l'échelle de l'interface en une barre d'acier coulée dans un bloc de béton (cylindrique ou prismatique). La variation entre les différents essais provient alors des conditions aux limites appliquées à cette éprouvette de béton armé. Trois types d'essais se détachent principalement : l'essai par arrachement, dit pull-out, l'essai par enfoncement, dit push-in, et l'essai de double-tirant (cf. figure 1.7), auxquels est éventuellement ajouté un confinement latéral. Ces trois types décrivent la grande majorité des essais que l'on peut trouver dans la littérature. En effet, ils sont faciles à mettre en œuvre et économes en matériaux. Le comportement phénoménologique de l'interface déterminé suite à ces essais est dépendant des conditions aux limites et donc du type d'essai réalisé. Cependant, il correspond pour ces trois essais à une sollicitation en cisaillement de l'interface.

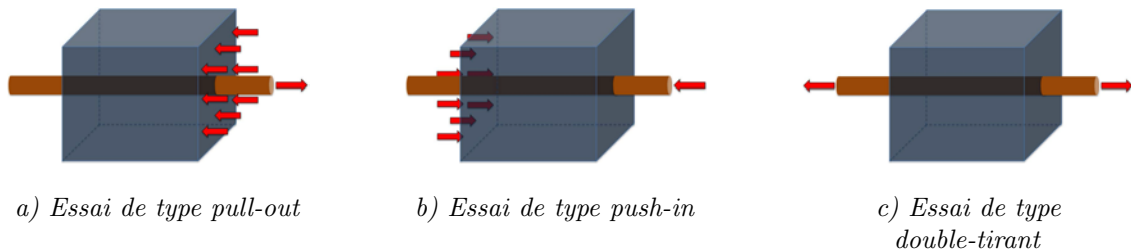


FIGURE 1.7: Différents essais réalisables à l'échelle de l'interface

Pour effectuer un essai de type pull-out (cf. figure 1.7a), une plaque d'acier fixée au bâti et comportant un orifice central laissant passer la barre d'acier est accolée au bloc de béton. L'arrachement se fait en tirant sur la barre d'acier, la plaque d'acier (éventuellement remplacée par un anneau) empêchant le bloc de béton de suivre.

L'essai de type push-in (cf. figure 1.7b) se fait en enfonçant la barre d'acier dans le béton, celui-ci reposant à l'autre extrémité sur une plaque d'appui également trouée afin de laisser passer la barre d'acier laissée libre.

Enfin, le double tirant (cf. figure 1.7c) est réalisé en tirant sur les deux extrémités de la barre d'acier.

L'essai de type pull-out étant le plus utilisé parmi les trois essais cités précédemment, la détermination du comportement phénoménologique de la liaison est principalement basée sur cet essai. Sa dégradation suite à une sollicitation de cisaillement et menant à une rupture par glissement d'interface passe par trois phases successives. Ce processus est aujourd'hui communément accepté par la communauté scientifique.

Dans un premier temps (cf. figure 1.8), les contraintes se répartissent entre l'acier et le béton. La liaison est principalement assurée par une adhérence chimique entre l'acier et le béton. Le béton est légèrement compacté au droit des nervures et de légères fissures coniques y apparaissent, dont l'inclinaison dépend de la géométrie des nervures. Cette première phase prend fin lorsque la résistance de l'adhérence chimique entre l'acier et le béton est atteinte, ce qui intervient très tôt dans le chargement (point A sur la courbe). Cette rupture a essentiellement lieu au droit des nervures à l'opposé du béton compacté, ainsi que le long de la barre d'acier entre deux nervures. Dans le cas d'une barre d'acier lisse, l'adhérence chimique constitue à ce stade l'unique phénomène permettant de transférer des efforts de l'acier au béton. Sa rupture correspond éga-

lement à celle de l'interface. Lors de cette première phase, seul un déplacement correspondant aux déformations élastiques de l'acier et du béton (hors zones fissurées) est observé.

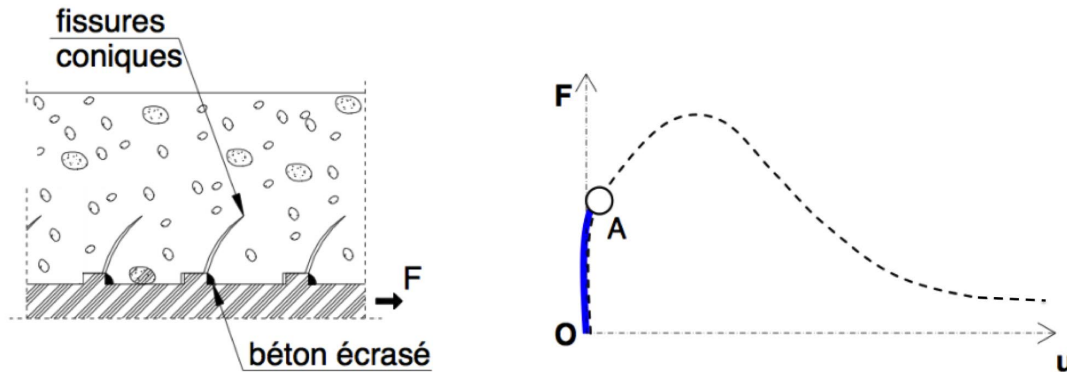


FIGURE 1.8: 1<sup>ère</sup> phase du comportement de la liaison acier-béton selon Dominguez [2005]

Dans le cas d'une armature HA, une deuxième phase se met en place (cf. figure 1.9). Elle se caractérise par une compaction progressive du béton situé devant les nervures de l'acier. Cet écrasement modifie l'angle de transmission des efforts entre l'acier et le béton : le transfert se fait alors par des bielles de compression positionnées au droit des nervures. Leur inclinaison est plus faible que celle des nervures de la barre, soit environ  $30^\circ$  par rapport à l'axe de la barre. Ces bielles assurent donc principalement la résistance de l'interface et induisent un déplacement entre le béton et l'acier (point B). Les bielles sont délimitées par les fissures coniques qui se propagent sensiblement dans le béton. Des fissures de cisaillement se forment également dans le béton entre les nervures. Enfin, la composante radiale des efforts transférés dans les bielles comprime radialement le béton. Par effet Poisson, des contraintes orthoradiales se développent dans le béton, pouvant engendrer une fissuration longitudinale de l'éprouvette. Ce phénomène est accentué ou diminué suivant que l'essai soit de type pull-out ou push-in. Enfin, la compaction du béton induit un glissement local de l'armature dans le béton. Cette deuxième phase est appelée "première phase de dégradation de la liaison".

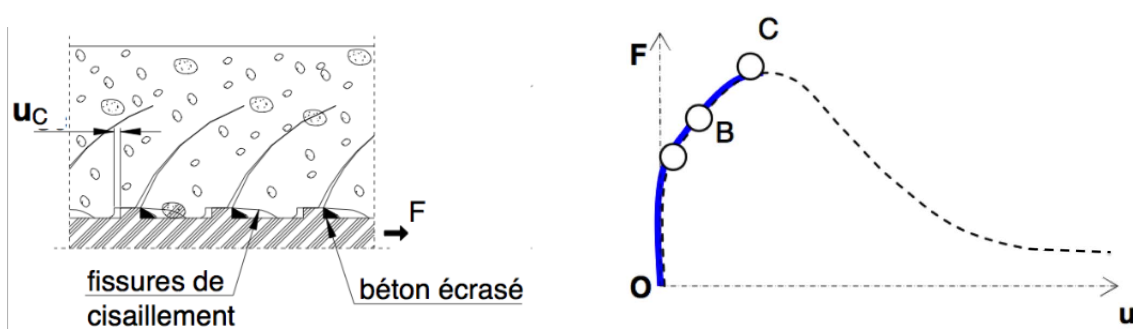


FIGURE 1.9: 2<sup>ème</sup> phase du comportement de la liaison acier-béton selon Dominguez [2005]

L'effort augmentant, les bielles de compression ne peuvent plus supporter les contraintes transmises et cèdent en compression (point C). Une macrofissure cylindrique se développe le long de la barre d'acier au ras des nervures, emportant ainsi des fragments de mortier compacté entre les nervures (cf. figure 1.10). De plus, du fait de l'hétérogénéité du béton, les deux lèvres de la fissure ne sont pas parfaitement droites ni parallèles. Des contacts locaux interviennent donc au fur et à mesure du glissement. Néanmoins, l'interface n'est plus apte à transmettre des efforts imposés supplémentaires, la barre d'acier glisse alors le long de cette macrofissure avec un frottement important (point D). Au fur et à mesure que le glissement augmente, les aspérités

de la fissure ainsi que les morceaux de béton compacté disparaissent progressivement et seul un frottement résiduel entre l'acier et le béton environnant (point E) sollicite encore un effort supplémentaire afin d'augmenter le glissement. Ce frottement est également celui qui permet un transfert d'effort entre l'acier et le béton dans le cas d'une armature lisse et après la perte d'adhérence chimique. Cette troisième et dernière phase est également appelée "deuxième phase de dégradation de la liaison".

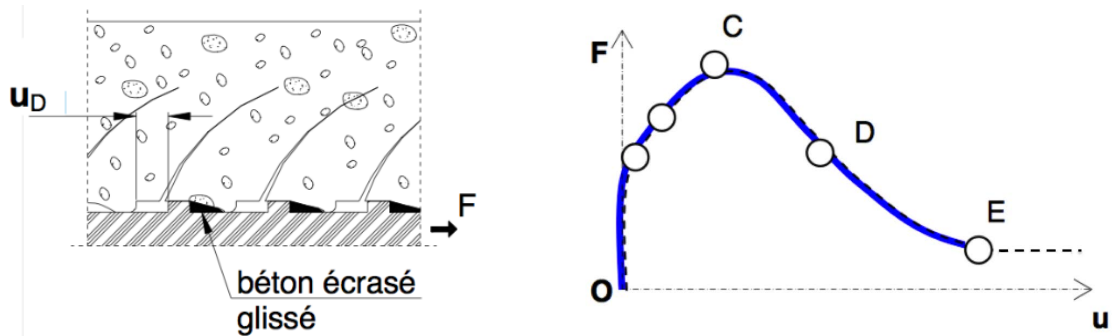


FIGURE 1.10: 3<sup>ème</sup> phase du comportement de la liaison acier-béton selon Dominguez [2005]

A cette réponse de la liaison à un chargement de cisaillement induisant une fissuration de mode II, il faut également ajouter l'influence du comportement de la liaison en traction, induisant une fissuration de mode I. En effet, par redistribution des contraintes axiales de la barre d'acier dans la direction horizontale, le béton proche de l'armature peut être sollicité en traction dans le cas d'un essai pull-out ou double-tirant. Ceci induit une dégradation partielle ou complète de la liaison via une fissuration en mode I. A contrario, un essai de type push-in amène un confinement de l'interface, réduisant la possibilité d'une fissuration de mode I. Ce confinement du béton autour de l'armature peut même améliorer la résistance de la liaison. Le couplage entre ces deux modes de fissuration doit ainsi être étudié. Le choix du type d'essai donne donc des trajets de chargement différents pour lesquels la réponse de l'interface peut être différente.

## 1.2 Essais de type pull-out

L'essai de pull-out consiste à extraire une barre d'acier d'un bloc de béton tout en maintenant par opposition ledit bloc. Suivant la géométrie de l'éprouvette, plusieurs ruptures sont possibles (cf. figure 1.11). Une macrofissure peut ainsi se développer le long de l'interface acier-béton, amenant à une rupture par glissement de l'interface. Le béton environnant peut également se fissurer dans un plan contenant la barre d'acier, caractérisant une rupture par fendage du béton. Enfin, la rupture de l'éprouvette peut avoir lieu au niveau de l'armature par plastification de l'acier.

Dans certains essais, la plaque d'appui est remplacée par un massif en béton armé dans lequel l'armature testée est coulée. Ceci peut amener à un mode de rupture additionnel par éclatement d'un cône de béton autour de la barre d'acier.

La simplicité de sa mise en place fait du pull-out un essai extrêmement courant pour caractériser l'interface et sa résistance.

### 1.2.1 Premières caractérisations du comportement de la liaison

Les premiers essais de type pull-out furent réalisés par Rehm [1957] et permirent d'identifier pour la première fois les différents types de rupture des éprouvettes tels que décrits ci-dessus. Prolongeant ces essais, Lutz et Gergely [1967] sont les premiers à proposer une description du phénomène de dégradation de l'interface en trois phases successives, tel que présenté §1.1 :

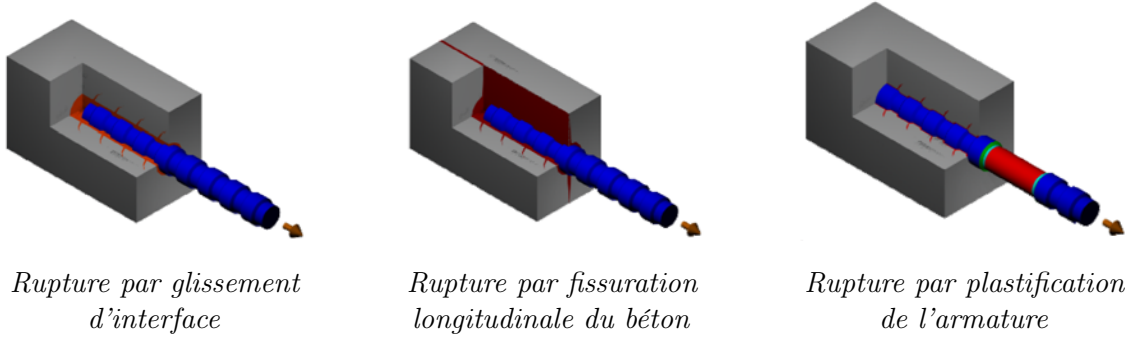


FIGURE 1.11: Quelques modes de rupture d'un essai de type pull-out selon Dominguez [2005]

adhésion chimique, bielles de compression puis glissement. Ils étudient également l'influence de l'inclinaison d'une unique nervure d'acier, concluant qu'un angle supérieur à  $40^\circ$  est nécessaire pour obtenir un comportement différent de celui d'une barre lisse (cf. figure 1.12).

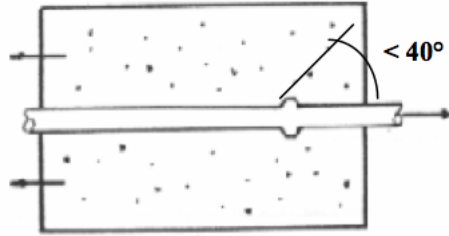


FIGURE 1.12: Étude de l'inclinaison d'une nervure d'acier selon Lutz et Gergely [1967]

Suite à ces essais, Rehm [1957] et Tepfers [1979] proposent les premiers modèles de la liaison. Les équations purement empiriques (respectivement équation 1.5 et équation 1.6) relient la contrainte de cisaillement au différentiel de déplacement entre béton et acier via l'introduction pour Rehm de deux résistances caractéristiques  $\tau_0$  et  $\tau_{max}$  et d'un coefficient  $\alpha$ , et pour Tepfers d'une rigidité linéique  $S$ .

$$\tau = \tau_0 + \tau_{max}[u]^\alpha \quad (1.5)$$

$$\tau = S[u] \quad (1.6)$$

De même, Ngo et Scordelis [1967] proposent un modèle joint basé sur deux ressorts élastiques, l'un normal et l'autre tangentiel (cf. figure 1.13).

Cependant, le comportement élastique de ces premiers modèles ne permet pas d'étudier les comportements non-linéaires de l'interface acier-béton, ils ne font qu'expliquer les observations globales des premières expérimentations.

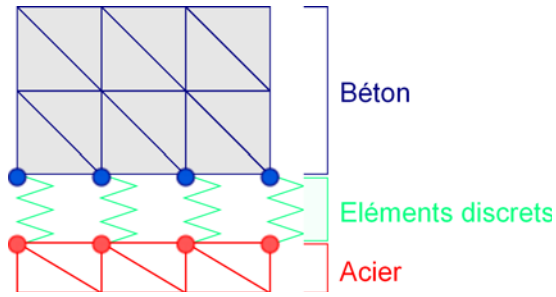
### 1.2.2 Analyse globale du comportement de la liaison

Une des plus importantes campagnes menées à ce jour sur des essais pull-out est réalisée par Eligehausen *et al.* [1983]. Les 125 essais menés consistent à extraire une barre d'acier d'un massif de béton armé (cf. figure 1.14).

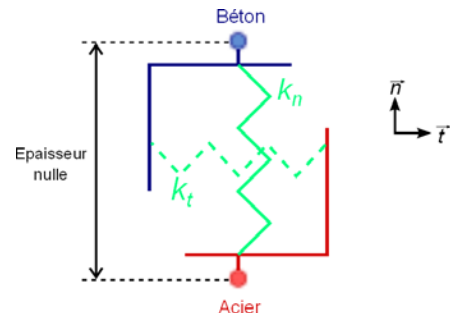
Plusieurs observations majeures d'ordre général sont réalisées au cours de cette campagne :

- La rupture intervient pour tous les essais non confinés (activement ou passivement) via l'apparition d'une fissure longitudinale dans un plan contenant la barre d'acier. En présence



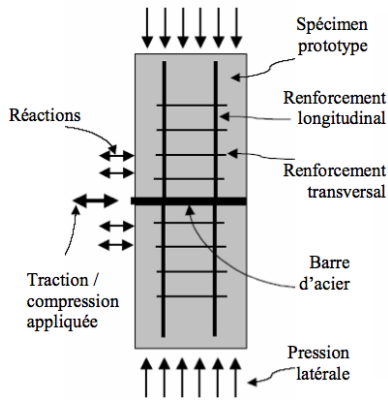


Insertion de l'élément joint  
entre l'acier et le béton

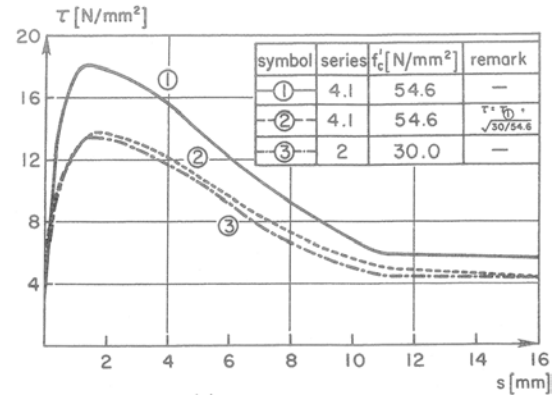


Représentation de l'élément joint

FIGURE 1.13: Modélisation de la liaison acier-béton selon Ngo et Scordelis [1967]

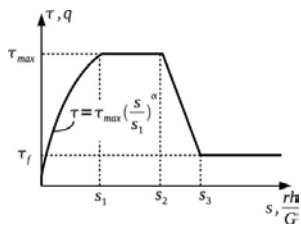


Représentation des essais

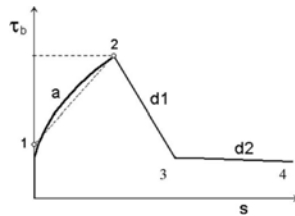


Résultat caractéristique d'une rupture par  
glissement lors d'un essai de type pull-out

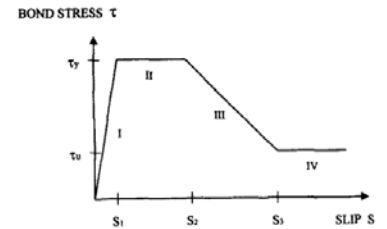
FIGURE 1.14: Essais de type pull-out réalisés par Eligehausen *et al.* [1983]



a) selon Eligehausen *et al.*  
[1983]



b) selon Bigaj *et al.* [1998]



c) selon Yankelovsky [1997]

FIGURE 1.15: Modélisations empiriques de la liaison acier-béton



d'un confinement, la rupture est caractérisée par le glissement de la barre dans le bloc de béton.

- La courbe de comportement en contrainte de cisaillement - déplacement est typique des essais pull-out avec une rupture par glissement, caractérisée par une augmentation en contrainte jusqu'à un pic suivi d'un comportement post-pic adoucissant. L'effort se stabilise finalement à une valeur non nulle qualifiée de résiduelle.
- L'apparition des fissures longitudinales au pic d'effort (rupture par éclatement du béton) induit une diminution de la résistance de la liaison souvent accompagnée d'un bang sonore, la présence d'armatures passives permettant simplement d'éviter un comportement post-pic fragile.

Au cours des essais réalisés, plusieurs paramètres ont été étudiés. Ils sont récapitulés par les auteurs dans le cas d'une rupture par glissement de l'interface, donc sous confinement :

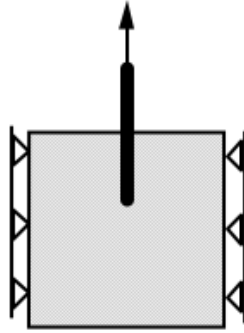
- Le diamètre d'acier n'a qu'une influence très limitée sur la résistance en cisaillement pour des diamètres entre 19 et 32 mm. C'est également la conclusion de Torre-Casanova [2013] pour des armatures entre 8 et 16 mm de diamètre.
- Un confinement actif augmente la résistance de la liaison. Ainsi, pour un béton de 30 MPa de résistance en compression, un confinement de 13,5 MPa augmente de 25% la résistance maximale de la liaison. On peut également ajouter aux conclusions d'Eligehausen que la présence d'un confinement modifie le mode de rupture de l'éprouvette.
- La résistance moyenne en cisaillement de l'interface est proportionnelle à la résistance en traction du béton  $f_t$ . Le glissement au pic est lui inversement proportionnel. Cette observation a été réalisée sur seulement deux types de béton, ce qui n'est peut-être pas suffisamment pertinent.
- Un confinement passif supérieur au ferrailage minimal préconisé n'apporte aucune amélioration significative de la résistance de l'interface.

Suite à ces essais, plusieurs modélisations analytiques (cf. figure 1.15) sont proposées par Bigaj *et al.* [1998] et Yankelevsky [1997] pour décrire simplement le comportement de la liaison, notamment d'un point de vue normatif. Eligehausen *et al.* [1983] ont également proposé un modèle suite à ces essais, qui a été repris par le CEB-FIB [1993].

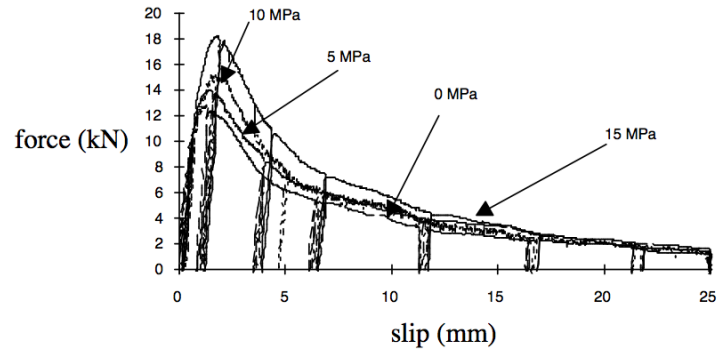
Ces modèles restent encore très simples et ne permettent que de décrire la liaison analytiquement. Aucun couplage entre contrainte normale et de cisaillement n'est notamment pris en compte. Les phénomènes dus à des chargements complexes, tels que le confinement, ne peuvent donc pas être reproduits.

### 1.2.3 Étude du confinement

Depuis Eligehausen *et al.* [1983], de nombreux essais ont cherché à caractériser l'influence du confinement sur le comportement de la liaison, comme celui développé (cf. figure 1.16) par La Borderie et Pijaudier-Cabot [1996]. La conception de l'essai s'est appuyée sur des modélisations numériques. Elle a permis de mieux cerner l'influence du confinement sur la contrainte maximale de cisaillement de l'interface : le gain est d'environ 2 MPa par ajout de 5 MPa de confinement. Une interpolation linéaire indique qu'un confinement de 13,5 MPa induit une augmentation de la résistance au pic de 44%, à comparer aux 25% obtenus par Eligehausen *et al.* [1983]. Cette différence peut s'expliquer par les différents modes de sollicitation ainsi que les conditions géométriques. En effet, le confinement aux bords de l'éprouvette n'est pas intégralement transmis à l'interface. La diffusion des efforts dans le béton à 45° induit une reprise des contraintes par celui-ci. L'interface est donc confinée par une contrainte inférieure à celle appliquée aux bords, et qui varie suivant la géométrie de l'éprouvette testée.



Représentation des essais

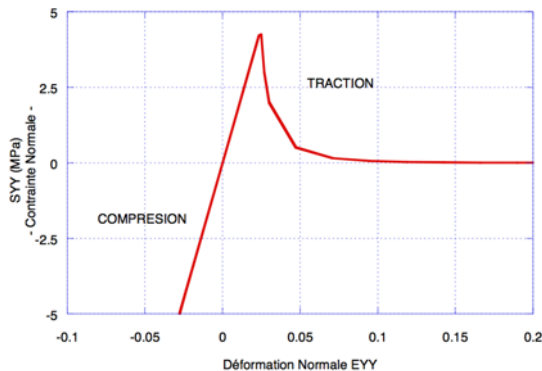


Résultats des essais pour différents niveaux de confinement

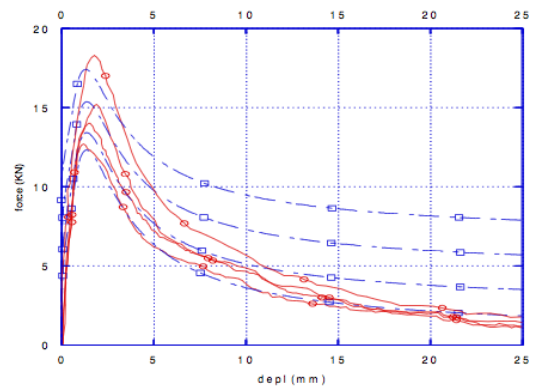
FIGURE 1.16: Essais de La Borderie et Pijaudier-Cabot [1996]

L'essai de La Borderie et Pijaudier-Cabot [1996] est aujourd'hui très fréquemment utilisé pour développer et valider des modèles numériques.

Ainsi, les travaux de Dominguez [2005] utilisent ces mesures pour valider son modèle implémenté dans le logiciel Elements Finis *Code\_Aster*® développé par EDF. Le modèle (appelé Joint-ba [2005]) est basé sur la thermodynamique des processus irréversibles. La modélisation, axisymétrique, s'appuie sur un élément fini 2D à quatre nœuds dégénéré développé par Ibrahimbegovic et Wilson [1992]. De nombreux processus sont pris en compte afin de décrire la dégradation de l'interface. Deux endommagements sont introduits pour représenter la dégradation de l'interface dans la direction normale (due à l'écartement des deux matériaux, cf. figure 1.17) et tangentielle (provoquée par le glissement de l'acier dans le béton). Ceci permet de discriminer les fissurations de mode I et II. Un simple couplage est introduit, imposant à l'endommagement tangentiel d'être au moins égal à l'endommagement normal. Une fissuration de mode I empêche donc tout transfert de contraintes de cisaillement entre acier et béton, alors qu'une fissuration de mode II n'élimine pas le transfert de contraintes radiales. L'endommagement tangentiel comporte deux phases successives figurant la mise en place puis la dégradation des bielles de compression. Le modèle prend en compte les effets hystérétiques par un comportement pseudo-plastique avec écrouissage cinématique non-linéaire décrit dans les travaux de Ragueneau [1999]. Sa faiblesse réside dans l'identification des paramètres et dans l'influence d'un coefficient de pénalisation introduit pour gérer l'interpénétration entre l'acier et le béton. De plus, lors de la simulation d'éléments structuraux avec ce modèle, l'endommagement ne se propage pas le long de l'interface.



Comportement du modèle dans la direction normale

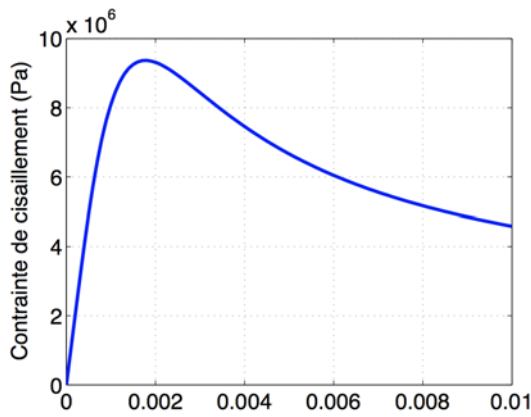


Modélisation des essais de La Borderie et Pijaudier-Cabot [1996]

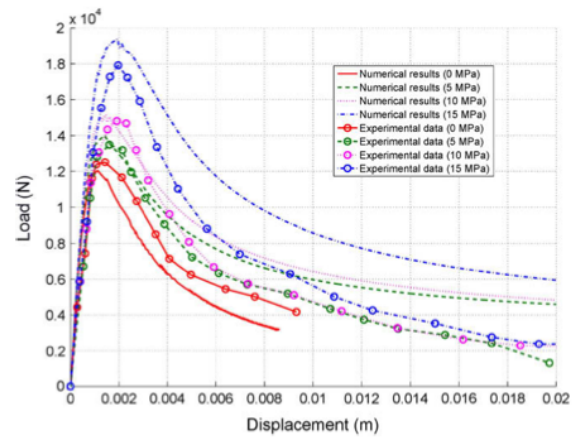
FIGURE 1.17: Modèle de Dominguez [2005]

Le modèle de Dominguez a servi de base pour les recherches de Richard *et al.* [2010b]. Celui-ci a notamment ajouté l'influence de la corrosion de l'acier. Contrairement à Dominguez, l'endommagement est gouverné dans les deux directions par une unique variable scalaire, induisant un fort couplage entre les modes I et II de fissuration.

Appliqué aux essais de La Borderie et Pijaudier-Cabot [1996] (cf. figure 1.18), on constate que le modèle reproduit bien les données expérimentales dans la phase pré-pic et est capable de prédire correctement la force au pic. Néanmoins, il existe une incertitude sur la prédiction du déplacement au pic, celui-ci étant à relier à la très grande variabilité des données expérimentales sur le sujet. Il n'existe d'ailleurs dans la littérature aucune caractérisation de ce déplacement au pic. De même, si le comportement post-pic est bien modélisé pour un essai non-confiné, la prise en compte du confinement est un peu plus délicate. C'est notamment le cas pour de grands déplacements où la contrainte résiduelle doit *in fine* correspondre à la contrainte de frottement entre acier et béton. L'auteur admet lui-même que la détermination de cette contrainte par le modèle en constitue un point faible. Par ailleurs, le modèle ne permet pas de déterminer des données locales telles que l'ouverture de fissures, et la prise en compte de l'effet unilatéral est insuffisante.



Comportement du modèle dans la direction tangentielle



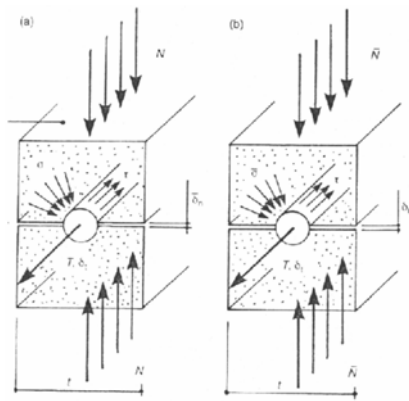
Modélisation des essais de La Borderie et Pijaudier-Cabot [1996]

FIGURE 1.18: Modèle de Richard *et al.* [2010b]

Ce modèle prend cependant bien en compte les comportements complexes qui peuvent intervenir au niveau de l'interface acier-béton et est capable de reproduire correctement des essais, au moins dans la phase pré-pic. Il s'agit d'un modèle assez robuste avec peu de paramètres (2 élastiques linéaires et 5 non-linéaires). Il a depuis été étendu aux simulations en 3D.

Gambarova, Bamonte et Rosati effectuent de 1987 à 2007 une campagne continue sur l'influence du confinement sur la liaison (cf. figure 1.19).

Les auteurs ont notamment étudié ([1989], [1996] et [1997]) le développement de la fissuration, avec une nouvelle approche de la prise en compte du confinement. Une entaille est pré-fabriquée dans le plan longitudinal, et son ouverture relevée. Les essais d'arrachement sont menés en faisant varier soit la contrainte de confinement appliquée, soit l'ouverture de l'entaille lors du coulage. Leurs travaux démontrent qu'un confinement actif est équivalent à un enrobage supplémentaire de béton. Ils montrent également que le confinement améliore linéairement la résistance de la liaison malgré la présence d'une fissure longitudinale, comme l'ont montré La Borderie et Pijaudier-Cabot [1996].



Essais pour l'étude du confinement

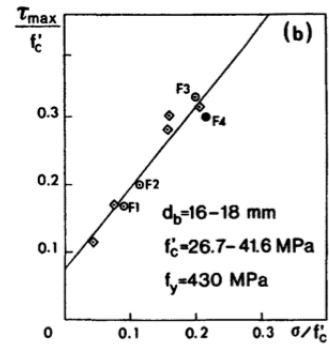
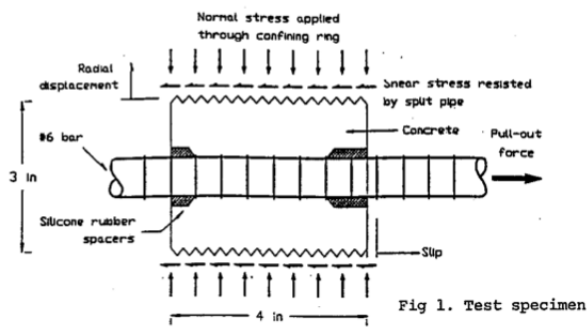
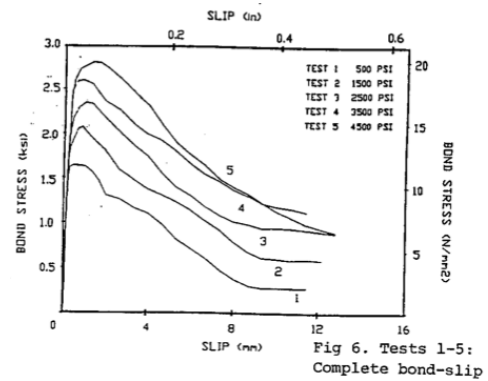
Influence du confinement  $\sigma$  sur la résistance  $\tau_{int}$  de l'interface

FIGURE 1.19: Essais de Gambarova, Rosati et Bamonte ([1989], [1996] et [1997])

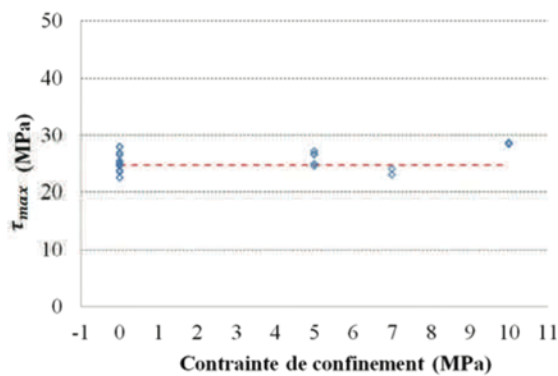


Principe de l'essai sous confinement

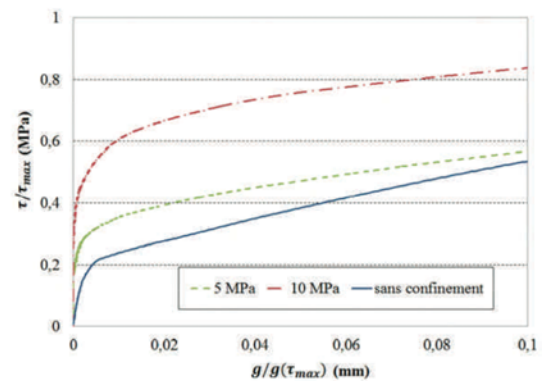


Résultats des essais sous confinement

FIGURE 1.20: Étude du confinement par Malvar [1992]



a) Sur la résistance au cisaillement



b) Sur le comportement pré-pic

FIGURE 1.21: Étude de l'influence du confinement par Torre-Casanova [2013]

Les travaux de Malvar ([1991] et [1992]) vont dans le même sens en étudiant une barre d'acier ancrée sur seulement 5 nervures (cf. figure 1.20). De plus, ils montrent qu'une multiplication du confinement par 9 double la contrainte résiduelle de l'interface.

Cependant, Torre-Casanova [2013] n'observe pas de modification significative de la résistance au pic  $\tau_{int}$  dans le cas d'un confinement de 5 ou de 10 MPa (cf. figure 1.21a). Lorsque de fortes épaisseurs de béton sont mises en jeu, le confinement retarde uniquement la dégradation initiale de la liaison (cf. figure 1.21b).

### 1.2.4 Influence de l'armature

Bamonte, Gambarova et Rosati étudient également au cours de leurs campagnes expérimentales l'effet d'échelle du diamètre de la barre d'acier pour une barre lisse [2001] et pour une barre nervurée ([2002], cf. figure 1.22). Concernant le diamètre de la barre, une augmentation du diamètre induit une diminution de la résistance, de la rigidité initiale et du coefficient de frottement initial de la liaison (dans le cas d'une faible longueur d'ancrage de l'armature), conformément à la loi d'échelle de Bazant *et al.* [1995]. Cet effet d'échelle du diamètre d'acier  $\phi$  a également été mis en valeur dans de nombreux travaux, parmi lesquels on peut citer Soroushian et Choi [1989] ainsi que Morita *et al.* [1994].

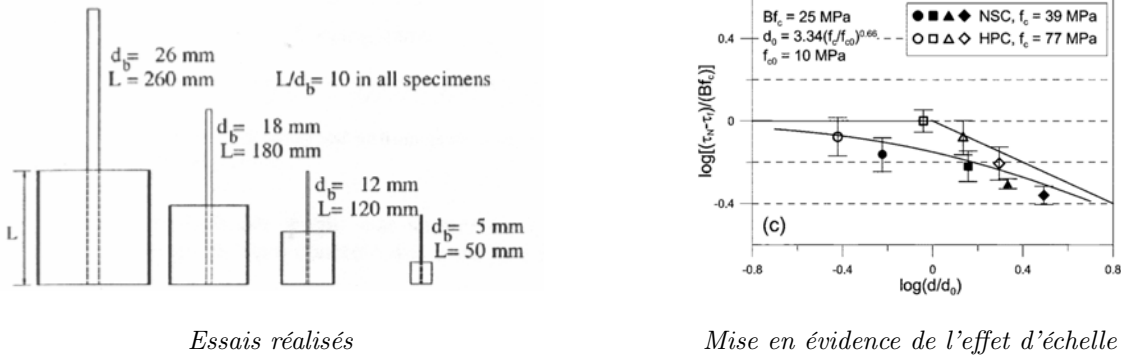


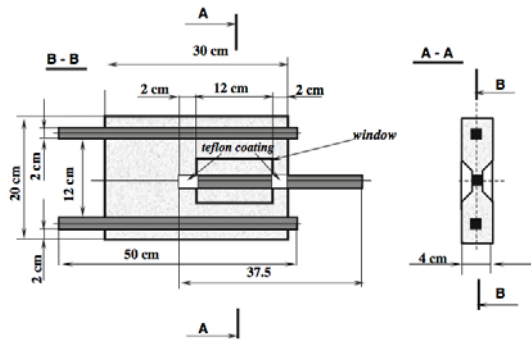
FIGURE 1.22: Effet d'échelle lié au diamètre d'acier selon (Coronelli *et al.* [2001], Bamonte *et al.* [2002] et Bamonte et Gambarova [2007])

### 1.2.5 Analyse locale du comportement de l'interface

Un essai innovant, bien que s'éloignant d'un essai de type pull-out à cause de la présence de plusieurs barres, a été récemment développé par Ouglova [1999] : l'essai PIAF (Pour l'Identification de l'Adhérence et du Frottement). L'originalité réside dans l'élaboration d'un essai qui se veut à deux dimensions (cf. figure 1.23).

Pour cela, l'interface acier-béton est exposée sur le bord de l'éprouvette grâce à l'utilisation de barres d'acier carrées, l'éprouvette entière faisant localement l'épaisseur de ces barres. L'interface est ainsi accessible pour une étude locale, notamment par corrélation d'images. Celle-ci permet de déterminer les déplacements dans l'acier et dans le béton au voisinage de l'interface (cf. figure 1.24). On constate notamment l'apparition d'un saut de déplacement lorsque la contrainte moyenne de cisaillement le long de l'interface  $\sigma_{int}$  passe de 0,3 à 0,45 MPa. Ce saut de déplacement se situe exactement au niveau de l'interface. Ces mesures sont réellement novatrices, car elles permettent d'obtenir des informations très locales sur le comportement de la liaison sous chargement.

Cependant, cet essai s'éloigne encore un peu plus d'une situation structurale. En effet, l'utilisation de barres à section carrée, l'absence de confinement et les conditions aux limites (contraintes planes) permettent de douter de la représentativité de cet essai. Néanmoins, il s'agit d'un ex-



Représentation de l'essai



Mise en place de l'essai

FIGURE 1.23: Essai PIAF (Ouglova [1999])

cellent moyen en vue d'investiguer qualitativement le comportement de l'interface.

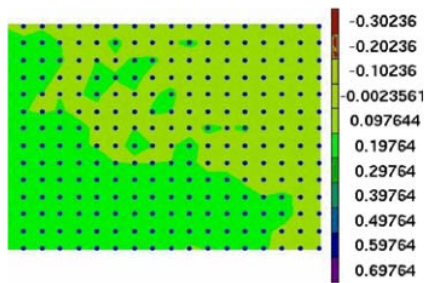
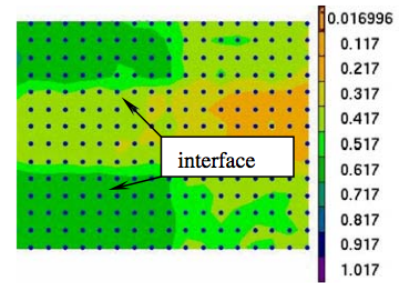
Palier à  $\sigma_{int} = 0,3 \text{ MPa}$ Palier à  $\sigma_{int} = 0,45 \text{ MPa}$ 

FIGURE 1.24: Champs de déplacement dans l'axe de la barre, essai PIAF (cf. Ouglova [1999])  
(Unités : pixel, 1 pixel = 50  $\mu\text{m}$ )

Cet essai a été modélisé par Daoud *et al.* [2013] via l'utilisation d'éléments discrets. Une interface acier-mortier parfaite est considérée. Les simulations permettent de visualiser l'endommagement de l'interface caractérisé par la formation de fissures autour des bielles de compression (cf. figure 1.25).

Cette modélisation a ainsi l'avantage d'aider considérablement à la compréhension des phénomènes physiques. Il est possible de déterminer une longueur de propagation des fissures radialement dans le béton, égale à 20 mm environ. On peut notamment constater que le nombre de fissures diminue à l'extrémité supérieure de l'interface et que l'endommagement y est plus marqué.

Par ailleurs, Rousseau [2009] a adapté le modèle d'interface acier-béton de Dominguez [2005] à la modélisation par éléments discrets (cf. figure 1.26) en étudiant l'interaction entre les sphères d'acier et de béton. Le modèle a été validé sur des essais de pull-out (cf. figure 1.27). Ces essais font ressortir les différents modes de rupture de l'éprouvette : plastification de l'armature (endommagement localisé dans l'armature) ou éclatement du béton (endommagement traversant le béton) respectivement pour une grande ou une faible longueur d'ancrage.



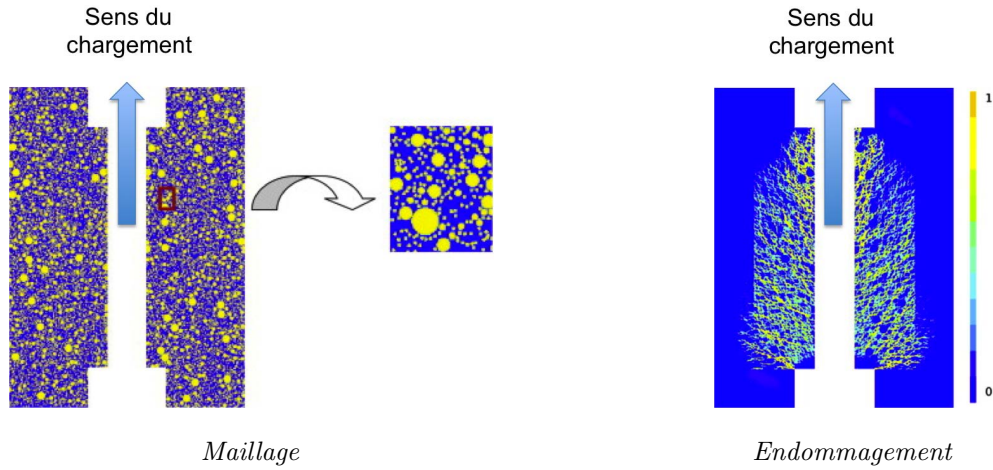


FIGURE 1.25: Simulation par éléments discrets de l'essai PIAF par Daoud *et al.* [2013]  
La barre d'acier n'est pas représentée

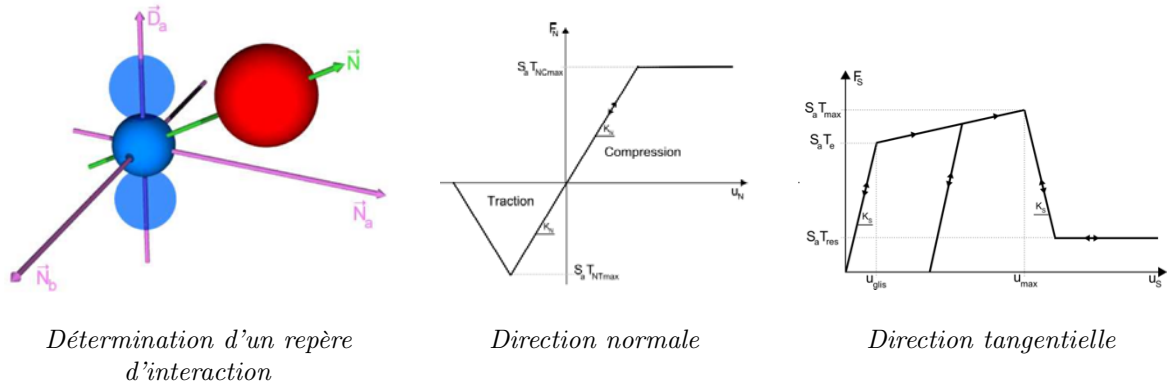


FIGURE 1.26: Modèle d'interface acier-béton pour éléments discrets selon Rousseau [2009]

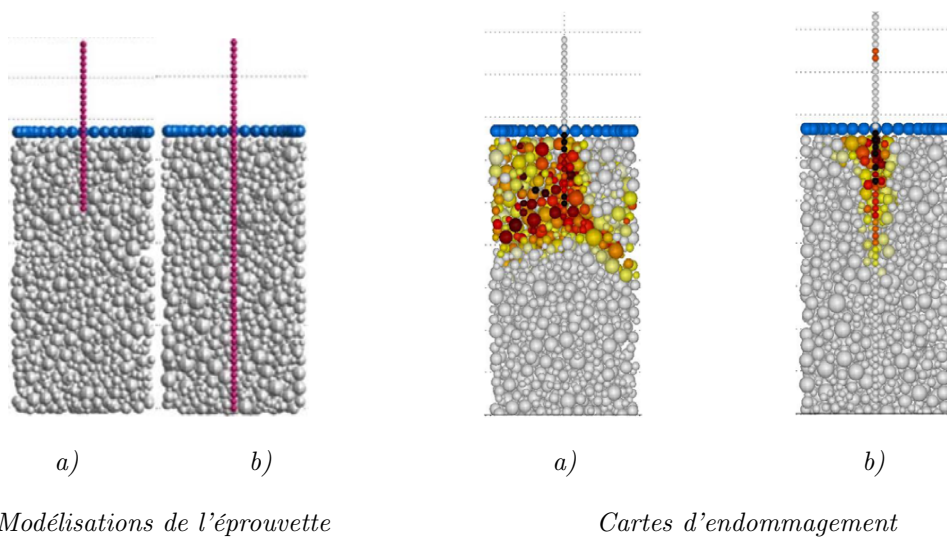


FIGURE 1.27: Modélisation éléments discrets d'un essai de type pull-out, Rousseau [2009]  
Longueurs d'interface : a) 8 cm (éclatement du béton); b) 32 cm (plastification de l'acier)

Le principal défaut de ce type de modélisation est de devoir représenter chaque granulat du béton, ce qui engendre un nombre de degrés de liberté très élevé dès que les dimensions du domaine étudié augmentent. La modélisation est ainsi extrêmement gourmande en coût de calcul, même à l'échelle d'essais de type pull-out. On peut également citer, pour le modèle de Rousseau *et al.* [2009], la lourdeur d'avoir à déterminer le repère d'interaction pour chaque élément de béton en contact avec une sphère d'acier, nécessaire à la prise en compte de l'interaction entre l'acier et le béton.

### 1.2.6 Critiques de l'essai pull-out

L'essai de type pull-out est facile et économique à mettre en place, ce qui a fait son succès, mais il comporte cependant des défauts non négligeables.

Une première constatation est liée à la sollicitation de l'interface par l'acier. Lors de la première phase de dégradation, la liaison acier-béton est maintenue par adhérence chimique, ce qui empêche la redistribution des déformations de l'acier dans la direction radiale par effet Poisson. Une contrainte radiale de traction dans l'interface se développe alors et abrège d'autant plus rapidement la première phase de comportement de la liaison. Lors de la deuxième phase du comportement, la contrainte de compression transmise par chaque bielle de compression du béton peut être décomposée en deux contraintes de compression dans les directions verticale et radiale. La liaison est alors sollicitée radialement en compression.

Ainsi, dans la direction radiale, la liaison subit une contrainte de traction lors de la première phase de son comportement puis de compression lors de la deuxième phase, ce qui complique la compréhension du comportement de l'interface.

Deuxièmement, lorsque la liaison n'est plus assurée que par l'interaction mécanique entre les nervures de l'acier et les bielles de compression, l'effet Poisson peut se développer et diminue la section de nervure en contact avec le béton. Ceci augmente ainsi la contrainte de compression de la bielle et précipitant sa rupture.

Une troisième remarque concerne la sollicitation de l'interface par le béton : la plaque d'appui induit dans le béton une compression dans la direction de la barre d'acier. L'effet Poisson étant empêché dans le béton par frottement sur la plaque, des contraintes radiales de compression se développent. Perpendiculairement à l'axe de l'armature, le béton entre la plaque d'appui et l'armature se retrouve alors en compression. L'interface est donc confinée à son extrémité, là où la contrainte de cisaillement est la plus importante et où la fissuration va s'initier.

L'essai de La Borderie et Pijaudier-Cabot [1996] avait justement pour but de limiter l'artefact introduit par la plaque d'acier d'appui. Le maintien du béton non pas en opposition à la traction appliquée à l'armature, mais latéralement, permettait d'éviter les artefacts liés à la plaque d'appui. Ce faisant, ils ont également ajouté un probable confinement nécessaire au maintien de l'échantillon lors de l'extraction de la barre d'acier.

Ainsi, l'essai de type pull-out, pourtant très largement utilisé dans la littérature, induit au niveau de l'interface un état de contraintes complexe rendant difficile l'analyse du comportement de l'interface.

## 1.3 Essais de type push-in

Au contraire de l'essai pull-out, l'essai push-in consiste à enfoncer la barre d'acier au travers du bloc de béton. Ce simple changement de chargement inverse les contraintes issues de l'effet Poisson. Ainsi, la contrainte radiale dans l'armature devient négative. Ceci a pour effet de



confiner l'interface alors que celle-ci est initialement en traction puis en compression dans le cas d'un pull-out. Par ailleurs, les bielles de compression se développant à l'extrémité de l'interface où les efforts sont introduits dans le béton, elles ne sont pas impactées par la présence de la plaque d'appui.

Les mêmes modes de rupture que pour l'essai du pull-out sont observables, auxquels il faut ajouter le flambement de l'armature et enlever l'arrachement d'un cône de béton (dans le cas d'un ancrage de la barre dans un massif de béton armé).

Les premiers travaux portant sur la différenciation entre pull-out et push-in ont été menés par Müller et Eisenbiegler [1981] et Viawanthanatepa [1979] (cf. figure 1.28). Ils montrent qu'un essai de type push-in mène à une résistance sensiblement égale à celle d'un essai de type pull-out. Cependant, les deux types d'essais font nettement apparaître deux comportements différents : on observe un changement significatif de la rigidité tangente pour l'essai de type pull-out. De plus, les auteurs montrent que le risque de fissuration longitudinale est également plus élevé pour un essai push-in, ce qu'ils expliquent par une superposition de l'effet Poisson et du fendage.

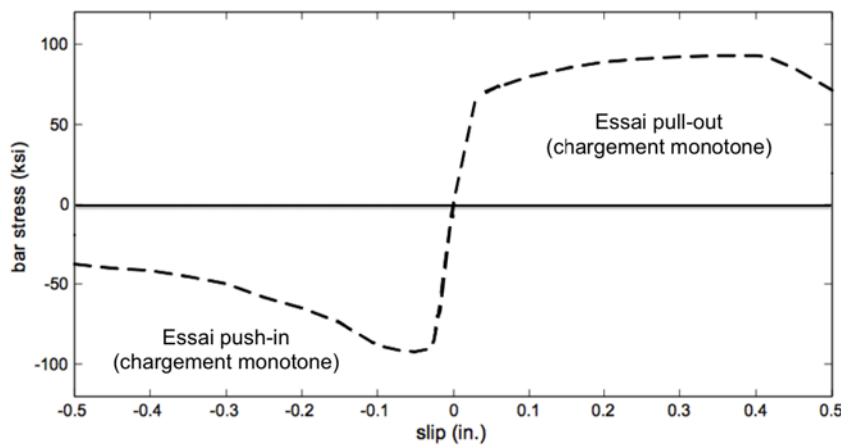


FIGURE 1.28: Essais de Viawanthanatepa [1979]

Lors de leur campagne expérimentale, Eligehausen *et al.* [1983] ont également réalisé quelques essais de type push-in. En comparant ces résultats aux essais de type pull-out et en tenant compte de la variabilité assez conséquente des résultats (cf. figure 1.29), ils n'ont pas trouvé de différence significative avec un essai pull-out. Cependant, ils nuancent leur propos en indiquant que cette ressemblance entre les deux types d'essais est vraie car les barres d'acier ont été coulées à l'horizontale, conformément aux travaux de Rehm [1957], mais sans donner plus d'indications sur des barres d'acier coulées verticalement.

Bamonte et Gambarova [2007] arrivent aux mêmes constatations (cf. figure 1.30), pour le même sens de coulage des éprouvettes.

On peut constater qu'il existe globalement peu de travaux dans la littérature traitant des essais de type push-in. Il semble que la communauté scientifique attribue les mêmes comportements aux essais pull-out et push-in. Ceci a été démontré par quelques auteurs pour des barres d'acier coulées horizontalement (Rehm [1957], Eligehausen *et al.* [1983], ...). mais d'autres travaux indiquent que ces observations ne peuvent pas être généralisées (Viawanthanatepa [1979], Müller et Eisenbiegler [1981]).

De fait, la question est biaisée par la problématique de la direction de l'armature par rapport au sens du coulage (cf. figure 1.31). Dans la discussion qui suit, celui-ci sera toujours supposé vertical, ce qui est généralement le cas.

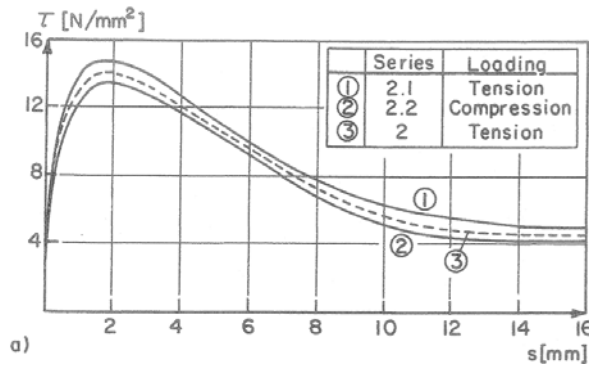


FIGURE 1.29: Comparaison d'essais de type push-in et pull-out selon Eligehausen *et al.* [1983]

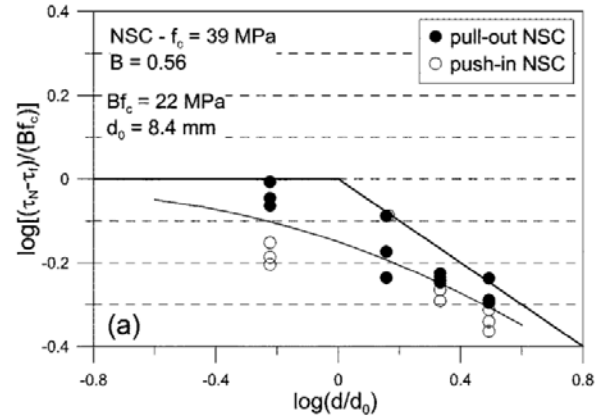


FIGURE 1.30: Comparaison d'essais de type push-in et pull-out selon Bamonte et Gambarova [2007]

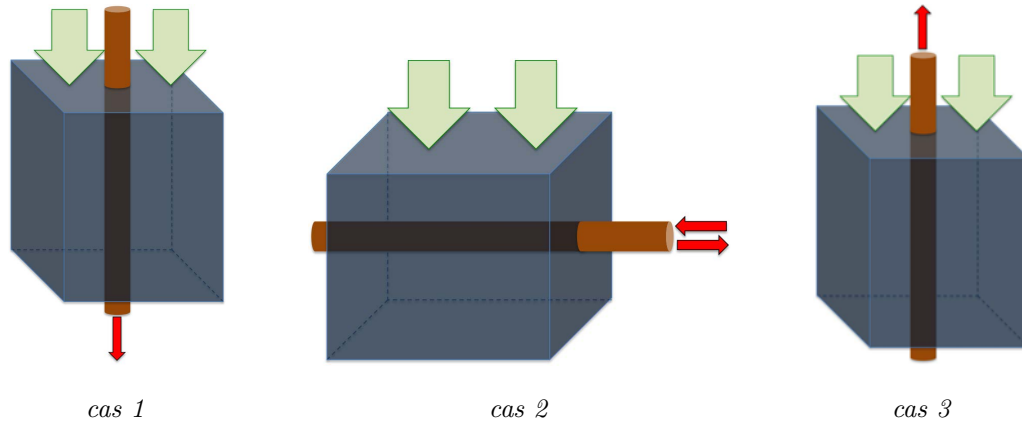


FIGURE 1.31: Configurations de coulage et d'essai

Rehm et Van Amerongen [1968] ont été les premiers à soulever le problème en supposant une accumulation de mortier poreux sous une barre horizontale (cas 2), dégradant la résistance de l'interface. Les travaux de Mohammed *et al.* [1999] et de Söylev et François [2006] l'attribuent aux phénomènes de ressuage et au tassement du béton frais, provoquant jusqu'à 1 mm de vide sous l'armature (cf. figure 1.32). L'interface n'est donc pas continue sur un périmètre de l'armature, ce qui engendre une diminution de la section de transfert des efforts.

Belaïd *et al.* [2001] obtiennent un surplus de résistance de 46% pour l'extraction d'une armature testée dans le cas 3 par rapport à une armature testée dans le cas 2, tandis que le code CEB-FIP [1982] préconise de prendre en compte un surplus de 50%. Daoud [2003] indique que le surplus ne dépasse pas 15% lorsqu'il s'agit de bétons auto-plaçants. Ce même phénomène pourrait intervenir plus faiblement sous les nervures de barres coulées verticalement, mais l'impact est nul pour les BAP d'après Daoud. Ainsi, les travaux s'accordent pour signaler un surplus de résistance d'une barre sollicitée dans le cas 3 comparé au cas 2 (cf. équation 1.7), et ce même avec une bonne vibration du béton.

$$F_{max,2} < F_{max,3} \quad (1.7)$$

Aucune recherche ne semble avoir été menée pour différencier les cas 1 et 3. Dominguez [2005] postule que la résistance d'une barre coulée dans le cas 1 sera plus faible que celle du cas 3 et



FIGURE 1.32: Vide créé sous une armature horizontale selon Söylev et François [2006]

même du cas 2, mais sans avancer d'explication. On peut raisonnablement supposer qu'une barre sollicitée suivant le cas 1 peut présenter une rigidité plus faible du fait d'un léger vide sous la nervure. Ce vide ne peut toutefois pas être suffisant pour éliminer toute présence de béton entre deux nervures, la force à rupture n'est donc probablement pas différente de celle du cas 3. L'ordre des résistances suivant les différents cas peut alors être résumé par l'équation 1.8.

$$F_{max,2} < (F_{max,3} = F_{max,1}) \quad (1.8)$$

Les essais de push-in présentés plus haut ont généralement testé une barre dans le cas 2. C'est généralement également le cas pour les essais de pull-out, pour des raisons de facilité de coulage. La diminution de section de l'interface entre le coulage et l'essai mécanique peut modifier suffisamment le comportement de la liaison pour réduire voire annuler les phénomènes discriminant les deux types d'essais. La question de la différenciation entre essais push-in et pull-out reste donc d'actualité.

On peut également indiquer que l'essai push-in répond en partie aux trois critiques réalisées sur l'essai pull-out.

Premièrement, le développement de contraintes dans l'acier amène toujours un confinement radial de l'interface, quelle que soit la phase de son comportement. Bien que l'influence du confinement sur le comportement de la liaison ne soit pas encore très bien explicitée, il est préférable d'avoir une sollicitation de signe constant. De plus, le fait que celle-ci soit négative limite un endommagement radial de l'interface, contrairement à une sollicitation en traction.

Deuxièmement, lorsque l'effet Poisson peut se développer, il induit une augmentation de la section de la nervure en butée sur le béton, et donc une meilleure résistance de l'interface. Ceci n'améliore pas forcément la compréhension du comportement de l'interface mais il a néanmoins l'intérêt de ne pas accélérer la rupture de l'interface.

Enfin, l'essai push-in consiste à placer la plaque d'appui à l'opposé de l'extrémité chargée de l'armature. Les contraintes de compression apportées par ces conditions aux limites confinent l'interface dans une zone où les contraintes de cisaillement sont relativement faibles. De plus, elles s'exercent à l'opposé de l'endroit où la fissure menant à une rupture par glissement de l'interface va s'initier.

L'essai de type push-in peut donc aider à la compréhension des phénomènes en jeu au niveau de l'interface, de même que la comparaison avec les valeurs obtenues grâce à des essais de type pull-out. Aussi le peu de données disponibles dans la littérature sur cet essai constitue un manque important.

## 1.4 Essais de type cyclique

L'intérêt principal d'un essai cyclique est d'étudier la dégradation supplémentaire due à un chargement cyclique (tel qu'un séisme) par rapport à un chargement monotone, c'est-à-dire un essai pull-out ou push-in. Cet essai concentre donc les modes de rupture des deux essais monotones et permet également d'estimer le frottement entre acier et béton.

Eligehausen *et al.* [1983] ont effectué au cours de leur campagne de nombreux essais cycliques (cf. figure 1.33). Leurs travaux démontrent que l'influence des cycles réalisés avant d'atteindre 80% de la résistance au pic est très modérée. A contrario, s'ils sont effectués pour des déplacements importants, et notamment lors de la phase post-pic, la résistance et la rigidité de l'interface sont fortement détériorées (cf. figure 1.33b). Aucun autre paramètre des cycles n'a eu d'influence significative sur le comportement de l'interface.

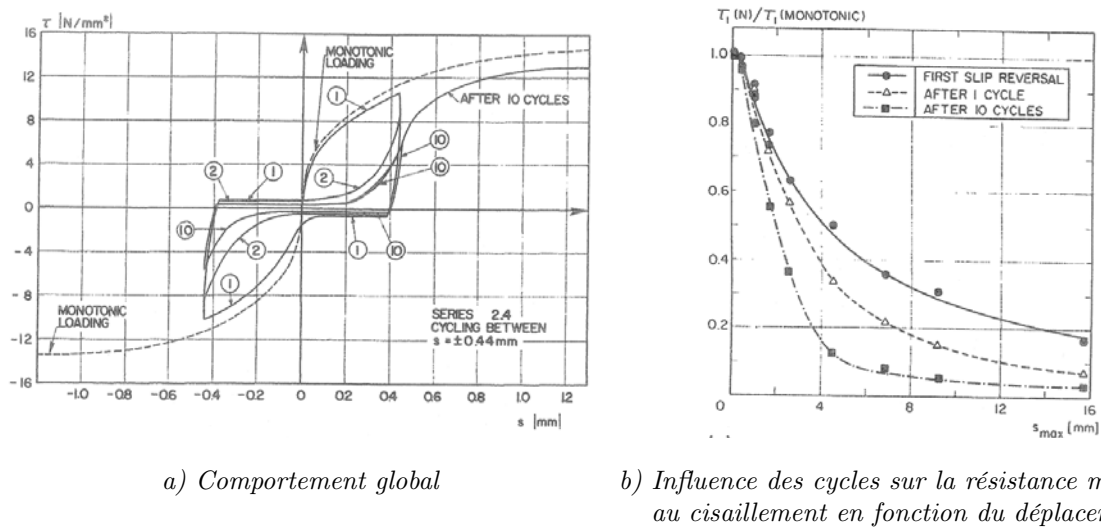


FIGURE 1.33: Résultats des essais cycliques de Eligehausen *et al.* [1983]

Spencer *et al.* [1982] et Viawanthanatepa [1979] ainsi que Russo et Romano [1991] ont effectué des chargements cycliques en appliquant simultanément un chargement en compression à une extrémité et en traction à l'autre extrémité de la barre, et vice-versa, afin de cycliser. Les courbes force-déplacement obtenues, similaires pour les trois études (cf. figure 1.34 pour les travaux de Spencer) confirment les observations d'Eligehausen *et al.* [1983] : le fait de cycliser avant le pic en effort ne modifie pas sensiblement le comportement de l'interface.

On note cependant une dissymétrie entre les deux domaines. Ainsi, les glissements obtenus pour les pics d'effort à -50 kN sont assez dispersés, au contraire des glissements à +50 kN. Ceci signifie que la symétrie de l'essai, tant du point de vue de la géométrie que des conditions aux limites, n'est pas retrouvée dans les résultats. Des phénomènes dissipatifs interviennent donc nécessairement. Cependant, ce comportement n'a pas pu être explicité par les auteurs.

Par ailleurs, des jauges ont été placées dans les essais de Spencer *et al.* tous les 20 cm le long de l'armature. Elles permettent de constater que la déformation le long de la barre d'acier est globalement linéaire (cf. figure 1.35). Ceci indique donc que le transfert des efforts entre le béton et l'acier se fait linéairement le long de l'interface, ce qui correspond à un cisaillement à peu près constant. On peut noter que la partie centrale de la barre est constamment en traction quelque soit les conditions aux limites. Cette zone se décale légèrement d'un côté lorsque le chargement augmente. Une nouvelle dissymétrie est ainsi visualisée.

Ces essais montrent que l'interface est surtout sensible à un changement de signe du char-

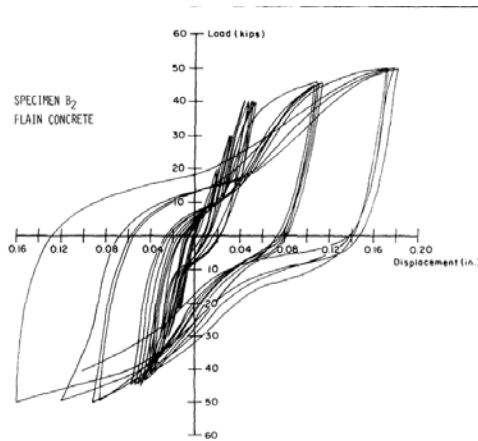


FIGURE 1.34: Comportement global

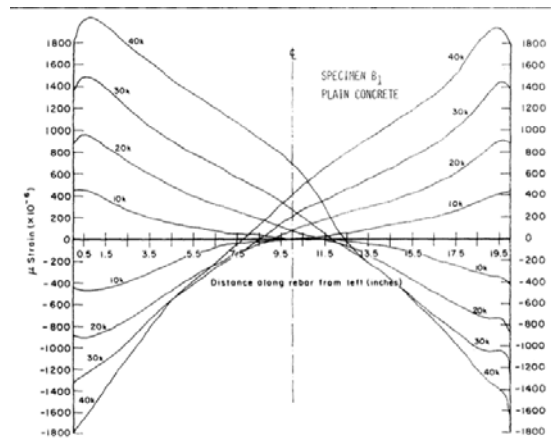


FIGURE 1.35: Déformations le long de la barre

Essais de Spencer *et al.* [1982]

gement lorsque l'effort dépasse 80% de sa résistance limite. Pour des efforts inférieurs, la multiplication de cycles n'induit pas de dégradation notable de l'interface.

Par ailleurs, ces essais mettent tous en évidence la présence d'un déplacement résiduel lors des décharges. Celui-ci ne semble pas avoir fait l'objet d'études particulières.

## 1.5 Essai de type double-tirant

De même que l'essai de type pull-out, l'essai dit de double-tirant (parfois appelé par simplification abusive « tirant ») a également été étudié à de nombreuses reprises. L'objectif est de reproduire l'état de contraintes autour d'une armature longitudinale inférieure d'une poutre entre deux fissures formées. Les éprouvettes sont généralement très élancées, avec une longueur de quelques mètres pour une section de l'ordre de la centaine de centimètres carrés. Le chargement induit une augmentation de la contrainte de traction dans l'armature, contrainte en partie redistribuée dans le béton. Lorsque la contrainte limite en traction du béton est atteinte dans une section orthogonale à l'armature, une macrofissure s'y développe, amenant à une décharge limitée de l'éprouvette jusqu'à obtention du réajustement des contraintes. Puis le scénario se répète avec l'obtention d'une deuxième, puis d'une troisième fissure, etc. La difficulté d'interprétation de cet essai réside dans sa répétabilité. En effet, les fissures s'initient suivant le principe du maillon faible, ie là où la contrainte limite en traction du béton est la plus faible. Cet endroit est lié à l'hétérogénéité du béton obtenu lors du coulage et ne peut donc pas être précisément déterminé à l'avance.

Un des premiers essais remonte à Goto [1971] qui chercha à caractériser les fissures dans le béton suite au chargement. Pour cela, il a placé dans le béton à proximité de l'interface et avant le coulage un circuit d'injection d'encre. Après l'essai et l'injection d'encre, le tirant a été tronçonné, chaque morceau examiné et les fissures relevées (cf. figure 1.36). L'auteur a ainsi pu mettre en évidence la fissuration caractéristique du double-tirant, et l'a reliée à la résistance en traction du béton. L'inconvénient de la technique d'injection d'encre réside dans l'encombrement important du dispositif d'injection dans l'éprouvette, pouvant modifier l'état de contrainte dans le béton lors de l'essai. De plus, le tronçonnage mécanique peut avoir modifié l'état de contraintes dans le béton et développé de nouvelles fissures, bien que l'auteur s'en défende. Enfin, l'injection d'encre après l'essai ne permet pas de caractériser les fissures qui se sont refermées lors de la décharge.

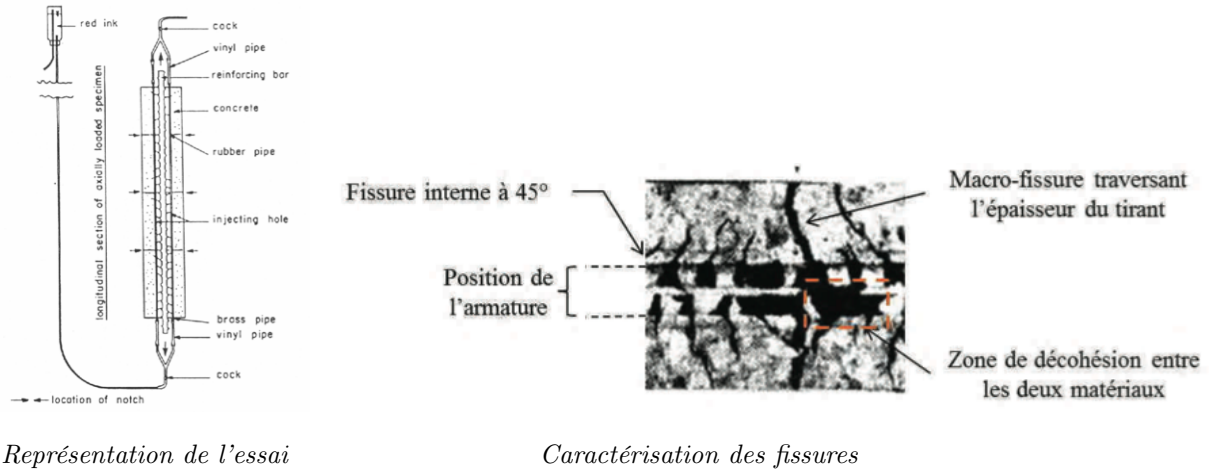


FIGURE 1.36: Essai de Goto [1971] : caractérisation des fissures par injection d'encre

Une étude assez complète sur les tirants est réalisée par Clément [1987], qui a disposé des jauges de déformations collées sur l'acier et dans le béton. Cette instrumentation permet d'accéder à la répartition des déformations le long du tirant (cf. figure 1.37). Les données montrent que le comportement du tirant est globalement symétrique avant la première fissuration. De plus, les jauges situées au bord du tirant montrent un comportement non linéaire de l'interface sur un quart de la longueur du tirant, ce qui pourrait correspondre à une dégradation de la liaison.

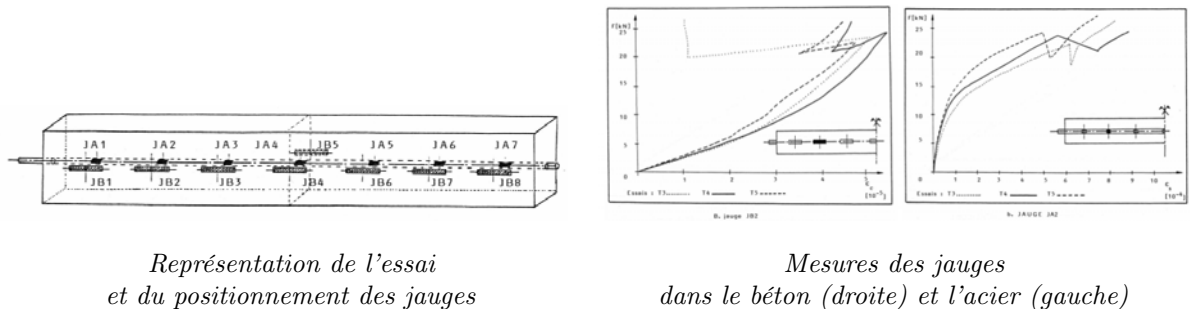


FIGURE 1.37: Essai de Clément [1987]

Suite à ces essais, Clément formule un modèle d'interface par élément joint (cf. figure 1.38). Les comportements de l'élément dans les directions normale et tangentielle sont de type respectivement frottement de Mohr-Coulomb et élastoplastique prenant en compte le confinement. Le modèle détermine bien la première fissuration du tirant, mais n'est pas capable de reproduire par la suite la multi-fissuration du tirant.

Enfin, Borosnyoi et Snobli [2010] ont amélioré l'essai de Goto en caractérisant les fissures par l'injection sous chargement final d'une résine, capable de révéler une ouverture de  $10\text{ }\mu\text{m}$ . Les auteurs ont notamment étudié la répartition de l'ouverture des fissures dans le béton autour de la barre d'acier en fonction de l'enrobage : celles-ci valent environ 10 mm autour de l'armature et, au-delà, varient en fonction de l'enrobage (cf. figure 1.39). Cette distance, indiquée en pointillés sur la figure, permet de discriminer deux zones en fonction de l'influence de la barre d'acier et de l'enrobage.

Les auteurs n'ont cependant pas étudié la dépendance de cette distance au diamètre de l'acier, ici égal à 20 mm. Par ailleurs, l'injection de résine sous chargement a duré entre 12 et 18h, ce qui peut amener à s'interroger sur l'impact du fluage du béton et de la relaxation de l'acier.

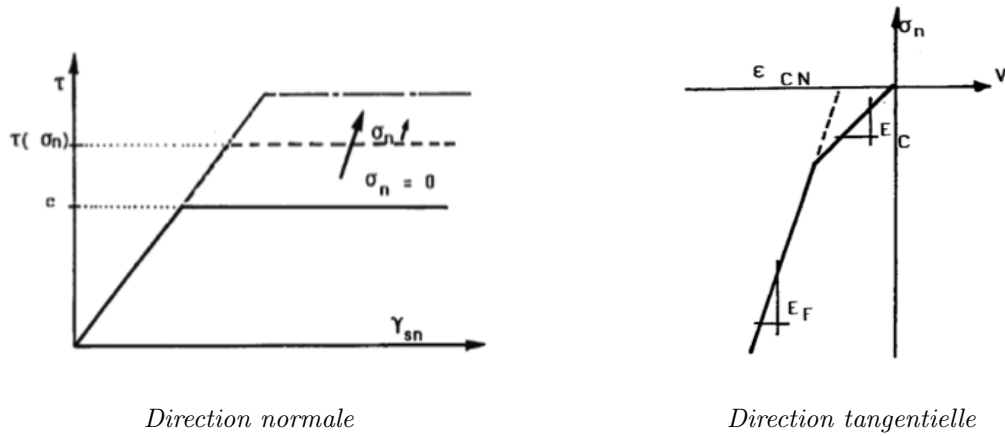


FIGURE 1.38: Modèle numérique de de Clément [1987]

Beeby et Scott [2005] ont repris l'ensemble des travaux réalisés pour faire une synthèse du comportement d'un double-tirant de béton armé. Leurs recherches déterminent que la rigidité du corps d'épreuve est constante entre l'apparition de deux fissures, i.e. que le comportement  $y$  est linéaire (cf. figure 1.40). La longueur  $S_0$  correspondant à l'interface dégradée autour d'une fissure radiale est liée à l'enrobage de béton. Enfin, les auteurs considèrent que le principal mécanisme de dégradation est celui de la fissuration radiale du béton et non celui du glissement de l'interface acier-béton.

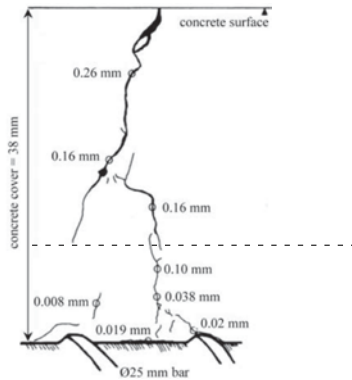


FIGURE 1.39: Caractérisation des fissures par Borosnyoi et Snobli [2010]

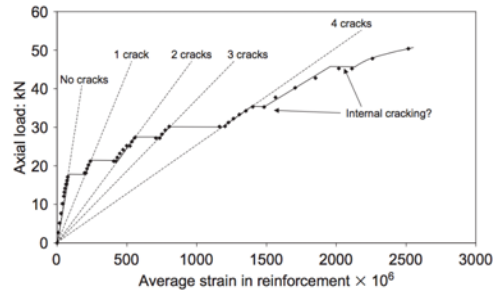


FIGURE 1.40: Analyse de la réponse en force - déplacement d'un double-tirant selon Beeby et Scott [2005]

## 1.6 Discussion

Les sections précédentes ont permis d'exposer les études réalisées afin d'étudier le comportement de la liaison acier-béton. Ces travaux ont été ponctuellement discutés. L'objet de cette section est de réaliser un récapitulatif des verrous scientifiques et de les étudier. Cette réflexion est menée en fonction des différentes phases de comportement de la liaison acier-béton.

### 1.6.1 Comportement de l'interface avant la rupture par glissement d'interface

L'ensemble des travaux décrits dans ce chapitre se sont peu attardés sur le comportement de l'interface avant le pic.

Premièrement, l'essai de type push-in propose des conditions aux limites et une sollicitation de l'interface différente de celle d'un essai pull-out. La littérature s'accorde à dire que le placement des armatures perpendiculairement au sens de coulage empêche d'en déduire une réponse différente de l'interface. Cependant, le placement des armatures dans le sens du coulage augmente de 50% la résistance de l'interface dans le cas d'un essai de type pull-out. La comparaison n'a pas été réalisée avec un essai de type push-in, mais cette configuration peut néanmoins permettre aux différences entre les deux essais de pleinement s'exprimer, menant à une réponse différente de l'interface, et ce dès les deux premières phases de comportement de la liaison acier-béton.

Par ailleurs, les résultats montrent généralement une évolution linéaire de l'effort repris par l'éprouvette en fonction du déplacement. Néanmoins, les essais cycliques mettent en évidence la présence d'un déplacement résiduel lorsque le chargement est quasi-nul. Peu d'études ont été réalisées afin de quantifier et de décrire la cause de ce déplacement. En effet, les essais font souvent état de déplacements au pic très variés, rendant difficile la comparaison des valeurs mesurées. Torre-Casanova [2013] montre cependant qu'une normalisation des déplacements mesurés par le déplacement au pic permet une comparaison des courbes. Cependant, les causes de ce déplacement résiduel n'ont pas été clairement définies. Une conséquence de ce glissement résiduel est que la rigidité sécante, pouvant être déterminée lors des cycles de charge-décharge, est supérieure à la rigidité tangente.

Enfin, les essais de Spencer *et al.* [1982] suggèrent avant le pic la présence de déformations constamment en traction dans l'acier dans le cas d'un essai cyclique. Ceci indique que des phénomènes non-linéaires agissent dans l'éprouvette. Cependant, le peu de données ne permet pas d'expliquer ce phénomène.

Plus généralement, le peu de données locales le long de l'interface, par exemple de déformations, constitue un manque de nature à freiner la compréhension des phénomènes à l'œuvre à l'interface, et ce avant le pic.

### 1.6.2 Résistance de l'interface au cisaillement

La valeur essentielle caractérisant la liaison est sa résistance au cisaillement. Cette donnée permet en effet de déterminer la résistance d'une barre d'acier coulée dans le béton, ainsi que de définir une longueur d'ancrage nécessaire au maintien de la liaison.

Cependant, cette donnée est difficile à relier à un paramètre matériau du béton comme la résistance en traction  $f_t$  ou en compression  $f_c$ . Généralement, en l'absence de données locales, les recherches utilisent comme comparatifs la résistance moyenne de cisaillement le long de l'interface. Cette valeur sera notée  $\tau_{int}$  et peut être calculée, pour une rupture par glissement de l'interface, en fonction de l'effort à rupture  $F_{max}$ , du diamètre d'acier  $\phi_a$  et de la longueur d'interface  $l_{int}$  suivant l'équation 1.9. Il s'agit d'une résistance moyenne qui ne correspond donc pas forcément à la résistance locale de l'interface. Il convient également de préciser que la contrainte de cisaillement de l'interface n'est pas homogène le long d'une interface. Par conséquent, la résistance de l'interface peut être localement atteinte sans mener immédiatement à la rupture complète par glissement de l'interface.

$$\tau_{int} = \frac{F_{max}}{\pi \phi_a l_{int}} \quad (1.9)$$

Dès 1979, Tepfers [1979] relie  $\tau_{int}$  à  $f_t$ . Les travaux d'Eligehausen *et al.* [1983] abondent dans le même sens. De plus, ils relient  $f_t$  à  $\sqrt{f_c}$ . Cette relation ne s'appuie néanmoins que sur l'étude de deux bétons différents. Elle a été reprise par le CEB-FIB puis par les Eurocodes et est



aujourd'hui communément utilisée par la communauté scientifique. Desnerck *et al.* [2010] y ont par exemple ajouté l'influence de l'enrobage de béton  $c$  et du diamètre d'acier  $\phi_a$  (cf. équation 1.10).

$$\tau_{int} = \left( 1,77 + 0,49 \frac{c}{\phi_a} \right) \sqrt{f_c} \quad (1.10)$$

Néanmoins, d'autres travaux permettent de douter de cette assertion. Ainsi, Rehm [1957] lie proportionnellement  $\tau_{int}$  et  $f_c$ . Plus récemment, Bamonte et Gambarova [2007] obtiennent (cf. figure 1.41) une relation quasi linéaire entre  $\tau_{int}$  et  $f_c$  (cf. équation 1.11) et fonction du diamètre d'acier  $\phi$  et d'un diamètre nominal d'acier  $\phi_0$  égal à 10 mm.

$$\tau_{int} = \left\{ 0,45 + \psi \left( \frac{\phi_a}{\phi_0} \right)^{-\beta} \right\} f_c \quad (1.11)$$

avec :

$$\psi = 1,1 \left( \frac{f_c}{10} \right)^{-1} \quad \text{et} \quad \beta = 0,13 \left( \frac{f_c}{10} \right)$$

Enfin, Torre-Casanova [2013] détermine grâce à des simulations numériques que  $\tau_{int}$  est proportionnel à  $f_c$  pour une rupture par glissement et proportionnel à  $f_t$  en cas de rupture par éclatement du béton (cf. figure 1.42).

Cette hypothèse se base notamment sur la rupture des bielles de compression. Par définition, celles-ci travaillent en compression et leur résistance est directement liée à  $f_c$ . Si l'interface cède par rupture des bielles en compression, la résistance de la liaison est donc proportionnelle à  $f_c$ .

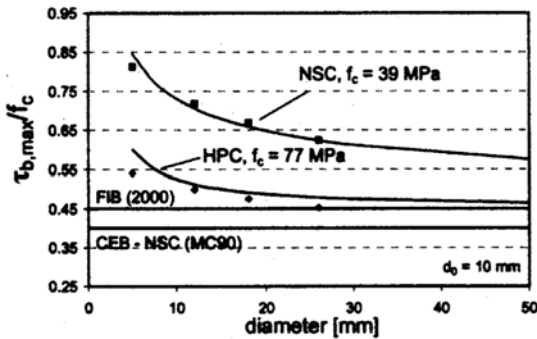


FIGURE 1.41: Expression de  $\tau_{int}$  en fonction de  $f_c$  selon Bamonte et Gambarova [2007]

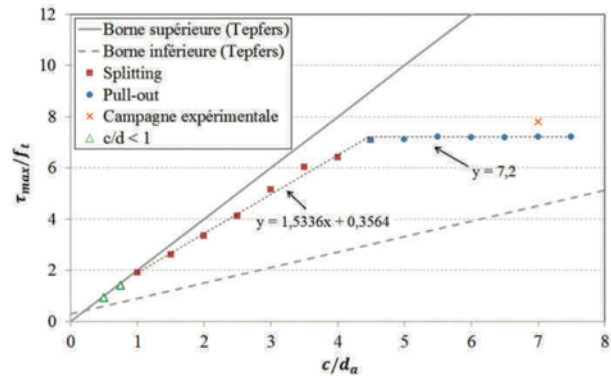


FIGURE 1.42: Évolution de  $\tau_{int}/f_t$  en fonction de  $c/\phi_a$  selon Torre-Casanova [2013]

Les essais observés dans la littérature sont récapitulés tableau 1.1 en fonction des caractéristiques mécaniques du béton qui ont pu être obtenues. Les résistances obtenues sont exprimées en fonction de  $f_c$  (cf. figure 1.43). On constate que les valeurs sont très dispersées et qu'il est difficile de trouver une relation de type linéaire ou puissance avec  $f_c$ .

Les recherches réalisées ne permettent donc pas de déterminer avec précision si la résistance au cisaillement de l'interface est liée à la résistance en traction ou en compression du béton. Suivant les travaux menés, l'une ou l'autre des deux hypothèses est avancée. Il convient de préciser que les travaux présentés font rarement intervenir des formulations variées de bétons, rendant complexe l'identification d'une relation générale sur quelques points particuliers.

Auteurs	Type d'essai	Modes de rupture observés	$\tau_{int}$ (MPa)	$f_c$ (MPa)
Eligehausen (1983)	PO	éclatement	6	30
	PI	éclatement	6	30
Malvar (1992)	PO	éclatement	8,6	44,2
Laborderie et Pijaudier-Cabot (1996)	PO	glissement	11,7	25
Esfahani et Rangan (1998)	PO	éclatement	9,67	59,5
Hamad (1995)	PO	éclatement	2ft	–
Söylev (2006)	PO	glissement	8,7	27,4
			14,1	45,8
			9,8	55,4
Dahou (2009)	PO	glissement	19,1	43,9
			17,8	36,8
Belaïd (2001)	PO	glissement	14,85	31,3
Daoud et al. (2002)	PO	glissement	22,26	45
Collepari et al. (2006)	–	–	12	–
Castel et al. (2006)	–	éclatement	23,8	48,8
Valcuende et Parra (2009)	PO	–	23,63	43
Bamonte et Gambarova (2007)	PO	glissement	27,2	39
	PI	glissement	30,0	41
	PO	glissement	42,9	77
	PI	glissement	48,6	77
Gambarova et Rosati (1989)	PO	éclatement (provoqué)	15	35,8
Cattaneo et Rosatti (2009)	PO	éclatement	6,7ft	–
Dahou et al. (2009)	PO	glissement	20,1	44
			16,6	36,8
Torre-Casanova (2013)	PO	glissement	24,28	36,6
	PO	éclatement	8	36,6

TABLE 1.1: Récapitulatif des différents essais non confinés issus de la littérature  
*PO* : pull-out, *PI* : push-in

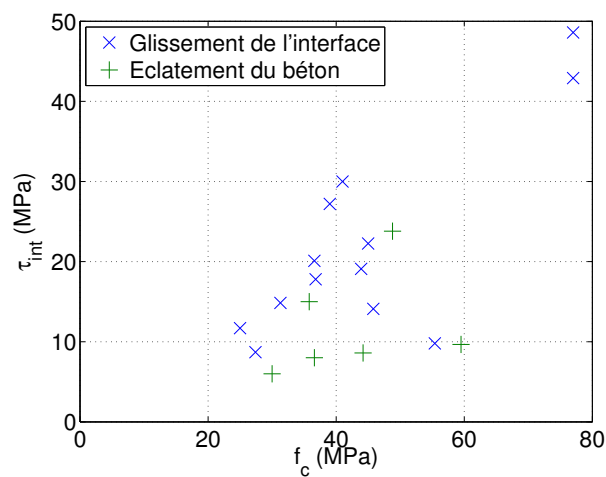


FIGURE 1.43: Expression de  $\tau_{int}$  en fonction de  $f_c$  pour des essais non confinés

### 1.6.3 Modes de rupture alternatifs

D'autres modes de rupture d'une éprouvette de béton armé que le glissement de l'interface sont possibles, liés aux modes de rupture de ses deux constituants :

- Rupture de la barre d'acier :
  - Par plastification : lorsque la contrainte dans l'acier atteint la limite élastique, les atomes de carbone composant l'acier transitent d'un élément cristallin à l'autre, amenant à une limitation de l'effort pouvant être repris. Ce mode de rupture se traduit par une réduction ou une augmentation de la section de l'armature lorsque celle-ci est respectivement en traction et en compression.
  - Par flambement : lorsque la charge appliquée en compression atteint la charge critique d'Euler, ce phénomène d'instabilité matérielle peut intervenir (surtout pour des barres libres sur une grande longueur), conduisant à un déplacement hors-axe de la barre d'acier. Ce phénomène ne peut donc intervenir que pour des essais de type push-in, pour lequel il est fortement limité par un confinement tel que l'enrobage du béton.
- Rupture du béton :
  - Par arrachement d'un cône de béton : cette rupture intervient lorsque la longueur d'ancrage est trop faible pour permettre aux efforts de transiter dans le béton. La rupture intervient alors par arrachement d'un cône de béton dans lequel la barre d'acier est emprisonnée. Ce mode est généralement lié à l'essai de type pull-out, il intervient quand la plaque d'appui du béton est remplacée par un massif de béton armé dans lequel est noyée l'armature testée.
  - Par éclatement du béton : les contraintes orthoradiales autour de la barre atteignent la résistance en traction du béton, provoquant une ouverture d'une macro-fissure dans un plan contenant l'axe de la barre.

Il existe également d'autres modes de rupture, comme la rupture en compression du béton dans l'axe de la barre. Cependant, ces modes de rupture n'ont qu'une probabilité extrêmement faible d'intervenir, suite aux dimensions géométriques des essais généralement réalisés, ils ne seront donc pas considérés par la suite.

Suivant les paramètres géométriques et mécaniques de la situation, un mode de rupture sera préférentiel à un autre, ce qui peut être décrit par l'équation 1.12.

$$F_{rupture} = \min(F_{r,arr}; F_{r,ecl}; F_{r,gliss}; F_{r,plast}; F_{r,flamb}) \quad (1.12)$$

avec :

- $F_{r,arr}$  : force nécessaire à l'obtention d'une rupture par arrachement d'un cône de béton
- $F_{r,ecl}$  : force nécessaire à l'obtention d'une rupture par éclatement du béton
- $F_{r,gliss}$  : force nécessaire à l'obtention d'une rupture par glissement de l'interface
- $F_{r,plast}$  : force nécessaire à l'obtention d'une rupture par plastification de l'armature
- $F_{r,flamb}$  : force nécessaire à l'obtention d'une rupture par flambement de l'armature

A caractéristiques mécaniques fixées, le mode de rupture est piloté par les trois paramètres géométriques principaux : enrobage du béton, longueur d'ancrage et diamètre d'acier. Par exemple, un enrobage plus important de béton réduira la possibilité d'éclatement du béton, alors qu'un diamètre d'acier plus faible facilitera la plastification de l'armature. De même, la longueur d'ancrage entre acier et béton est le principal critère géométrique pilotant la rupture par glissement de l'interface. Ainsi, Torre-Casanova [2013] établit un lien de proportionnalité entre la rupture par éclatement du béton et le ratio enrobage de béton  $c$  sur diamètre d'acier  $\phi_a$  (cf. figure 1.44). A contrario, la rupture par glissement d'interface ne dépend aucunement de ces deux paramètres géométriques. Le point critique de la séparation entre les deux modes de rupture correspond à un ratio  $c/\phi_a$  égal à 4,5. De manière similaire, il est théoriquement possible de déterminer un ratio critique de la longueur d'ancrage sur le diamètre d'acier déterminant la limite entre le glissement d'interface et la plastification de l'acier.

Ce même raisonnement est applicable aux trois caractéristiques mécaniques des trois composants : la limite élastique de l'acier, la résistance en traction du béton et la résistance au

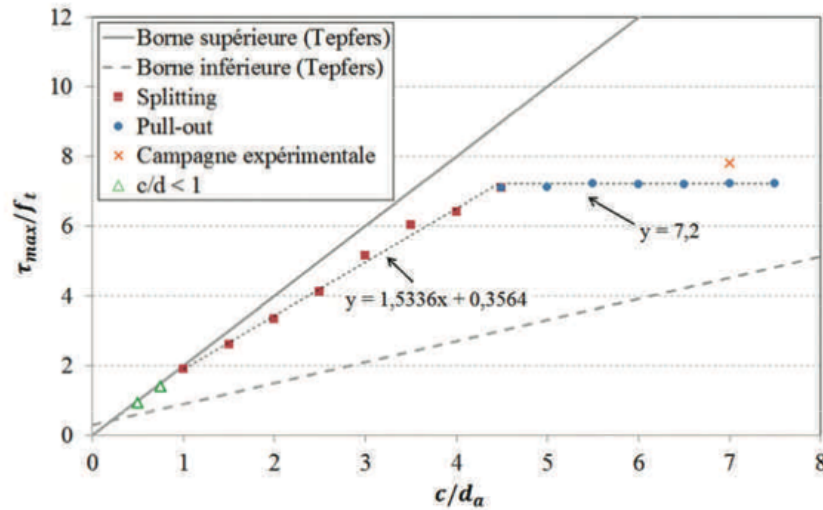


FIGURE 1.44: Relation entre résistance de cisaillement et paramètres géométriques d'un essai pull-out selon Torre-Casanova [2013]

cisaillement de l'interface.

A ces deux familles de paramètres (mécaniques et géométriques), il convient également d'ajouter les sollicitations extérieures pouvant favoriser ou défavoriser un mode de rupture : confinement passif ou actif, présence de rouille, réaction alcalis-granulats, ...

## 1.7 Conclusions

Il a été constaté que les calculs normatifs des résistances au cisaillement de l'interface font intervenir les paramètres qui ont été discutés précédemment : orientation et diamètre des armatures, conditions de coulage du béton, confinement actif et passif, relation avec les résistances en traction  $f_t$  et compression  $f_c$  du béton. Un calcul a montré que la résistance au cisaillement est sous-estimée par l'introduction de marges d'incertitude (ainsi que par des coefficients de sécurité). L'étude du comportement de la liaison acier-béton est donc nécessaire afin d'améliorer ces connaissances.

La problématique des structures épaisses complique le problème, par exemple dans le cas d'une enceinte de confinement d'un réacteur nucléaire. Les principales sollicitations agissant sur la liaison acier-béton proviennent de la mise en tension initiale des câbles de précontrainte, celle-ci pouvant varier au cours du cycle de vie de l'ouvrage. Cette sollicitation variable peut induire des sollicitations spécifiques de l'interface.

L'étude du comportement de la liaison acier-béton passe par la réalisation d'essais dont le choix peut induire différentes conditions aux limites et sollicitations de l'interface. Parmi ceux-ci, l'essai de type pull-out a été le plus largement utilisé grâce à sa facilité de mise en place. Cependant, cet essai comporte des artefacts pouvant modifier la sollicitation appliquée à l'interface et donc la réponse de celle-ci qui sera ensuite étudiée. A contrario, bien qu'il n'ait été que rarement étudié, l'essai de type push-in élimine ou réduit certains de ces artefacts. La différence entre les deux types d'essais pourrait notamment se faire ressentir pour un positionnement de l'armature dans le sens du coulage. Le manque de données sur ce deuxième essai ne permet cependant pas de conclure sur ce point.

A partir des nombreuses campagnes expérimentales réalisées sur les essais pull-out, la réponse de l'interface à cette sollicitation a été longuement étudiée. Le processus général de dégradation

de la liaison est maintenant bien connu, bien que certains points restent à éclaircir. On note ainsi l'apparition non expliquée d'un déplacement résiduel avant le pic.

Par ailleurs, jusqu'à présent, aucune formulation définitive de la résistance de l'interface au cisaillement n'a pu être établie, notamment en fonction des résistances mécaniques du béton. De fait, la faiblesse structurelle engendrée par l'absence de granulats en contact avec l'armature amène à penser que la résistance de l'interface peut également être pilotée par les caractéristiques mécaniques d'un mortier.

Enfin, des incertitudes demeurent également sur l'influence de paramètres extérieurs comme le confinement actif et passif.

On peut également constater un manque important et crucial de données expérimentales locales, telles que les déformations de l'armature. Cette lacune est essentiellement due à un manque de technologies capables d'interroger localement l'état de l'interface sans le modifier. Elle empêche également de valider les modèles numériques proposés pour reproduire le comportement de l'interface. Celui développé par Richard *et al.* [2010b] nous paraît néanmoins être le plus abouti actuellement.

---

## Chapitre 2

---

# Conception d'un essai de type push-in

---

Ce chapitre présente dans une première section la conception d'un essai reproduisant en partie l'état de contraintes d'une enceinte de confinement issu de l'état de l'art réalisé chapitre 1. Une instrumentation par fibres optiques, dont le fonctionnement et l'utilisation dans nos essais sont décrits dans une deuxième section, est ensuite mise en place afin d'obtenir les déformations locales du béton et de l'acier. Enfin, la préparation des éprouvettes et la réalisation des essais est présentée dans une dernière section.

### 2.1 Mise au point d'un essai de type push-in

L'analyse du chargement d'une enceinte de confinement réalisée chapitre 1 lors de la mise sous tension des câbles de précontraintes avait abouti à la détermination d'une sollicitation en compression du béton dans la direction de l'armature passive (cf. figure 2.1). A partir de cette représentation, on cherche à aboutir à un essai permettant d'étudier le comportement de la liaison acier-béton et représentatif de l'état de contraintes in situ.

Or, la représentation proposée comporte un axe horizontal de symétrie, ce qui signifie qu'il ne peut y avoir de cisaillement à mi-hauteur de l'interface, ni de dégradation de l'interface. Afin d'aboutir à un essai réalisable où une fissuration de l'interface se développe sur toute la longueur d'interface et engendre un glissement de l'armature dans le béton, il convient de se concentrer sur une partie de cette représentation, par exemple la zone inférieure. A partir de cette sélection, les efforts à l'œuvre sur le béton et l'acier sont représentés (cf. figure 2.2). Le béton transfère verticalement des efforts de compression auxquels l'acier s'oppose. L'équilibre est obtenu grâce au transfert des efforts par l'interface.

Ces efforts peuvent alors être simplifiés pour aboutir à un essai de type push-in (cf. figure 2.3). Un tel essai permettra de solliciter l'interface en cisaillement jusqu'à sa rupture, caractérisée par un glissement de l'armature. L'intérêt de cet essai réside également dans le peu de données contenues dans la littérature sur ce type d'essai.

Le choix des armatures (fournies par l'entreprise Acières et Laminoires de Rives) s'est porté sur un diamètre d'acier  $\phi_a$  de 16 mm, correspondant à des armatures pouvant être rencontrées dans les enceintes de confinement. Ce diamètre correspond au diamètre maximal des barres pouvant être actuellement instrumentées par des fibres optiques (cf. §2.2.3). Une section de béton de diamètre 160 mm a été choisie, induisant un enrobage de béton  $c$  autour de la barre d'acier de 72 mm, ce qui est proche des enrobages courants observés dans les enceintes. Le ratio  $(c/\phi_a)$  obtenu vaut 4,5, ce qui est également le cas des essais réalisés notamment par Dahou *et al.* [2009] et Torre-Casanova [2013]. Afin de faire reposer l'éprouvette uniquement sur le béton, une bague d'aluminium de 300 mm de diamètre et présentant un orifice central de 40 mm de diamètre, a

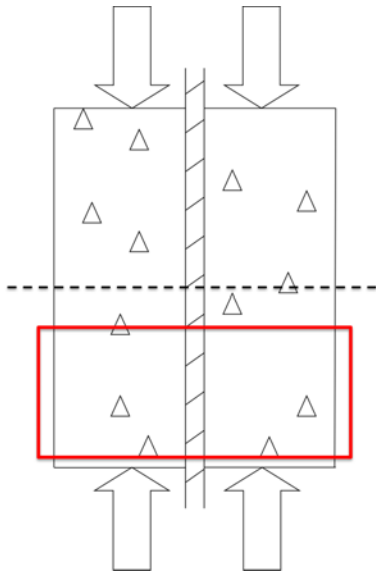


FIGURE 2.1: Restriction sur une portion de la représentation du cisaillement de l'interface

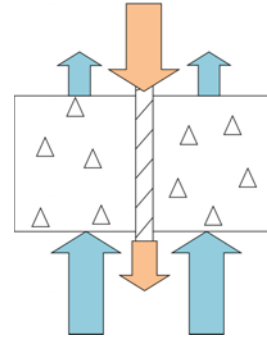


FIGURE 2.2: Efforts à l'œuvre sur le béton et l'acier

été réalisée et disposée sous le béton (cf. figure 2.6).

Le diamètre de béton retenu permet d'utiliser des moules en carton disponibles dans le commerce, utilisés pour réaliser des éprouvettes 16x32. L'interface entre l'acier et le béton est adaptée à la longueur souhaitée grâce à l'introduction d'une mousse de 8 mm d'épaisseur entourant la barre d'acier sur une certaine longueur, éliminant ainsi tout transfert d'efforts entre acier et béton à cet endroit. Cette mousse est maintenue en place par un enrobage de ruban adhésif (cf. figure 2.4).

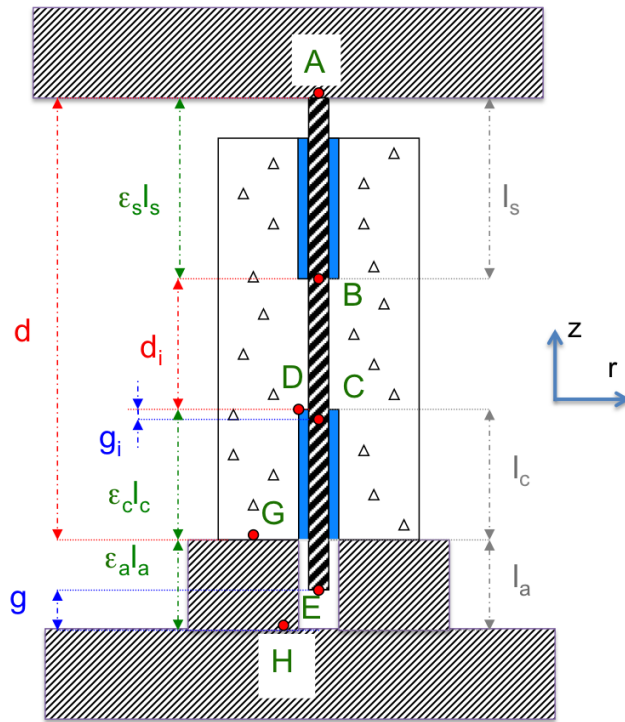
Les essais ont été réalisés sur la presse Schenk du laboratoire 3SR (cf. figure 2.5). Il s'agit d'une presse uniaxiale travaillant en compression. La précision du chargement en déplacement est de  $10 \mu\text{m}$  pour une course totale de 12,5 mm. L'acquisition des données de déplacement et d'effort se fait avec une fréquence de 5 Hz, soit une mesure toutes les 200 ms. Lors des essais, le pilotage du vérin est réalisé en vitesse de déplacement ce qui permet d'étudier un comportement post-pic adoucissant sans risque de rupture fragile. Cependant, les paliers à atteindre sont exprimés en force afin de ne pas utiliser les déplacements (imposés ou libres) mesurés pour ce type d'essais. En effet, la littérature relève une très grande dispersion des déplacements au pic.

Une instrumentation usuelle est mise en place autour de l'éprouvette. La force appliquée en tête de l'armature est relevée par un capteur d'effort intégré dans le socle de la presse. Trois capteurs de déplacement de type LVDT sont placés à  $120^\circ$  autour de l'éprouvette entre les plateaux supérieur et inférieur de la presse. Ils permettent de déterminer le déplacement global entre la tête de l'armature et l'arase inférieure du béton. La moyenne des trois données relevées sera notée  $d$ .

Un autre capteur de déplacement de type LVDT est mis en place entre le plateau inférieur de la presse et le pied de l'armature (cf. figure 2.6). Ce capteur sert à déterminer le déplacement de l'extrémité libre de l'armature, il correspond à la somme du déplacement élastique et du glissement de l'armature dans le béton. La donnée relevée sera notée  $g$ .

A partir des données mesurées, on cherche à supprimer la part de déplacement due aux déformations supposées élastiques et uniformes sur une section horizontale du béton, de l'aluminium et de l'acier (cf. figure 2.3). Les déplacements imposés  $d_i$  et libres  $g_i$  peuvent être approximés à partir de la force imposée  $F$ , des modules d'Young  $E_i$  des différents matériaux et des sections  $S_i$





Représentation schématique



Vue de l'essai

FIGURE 2.3: Géométrie et conditions limites de l'essai

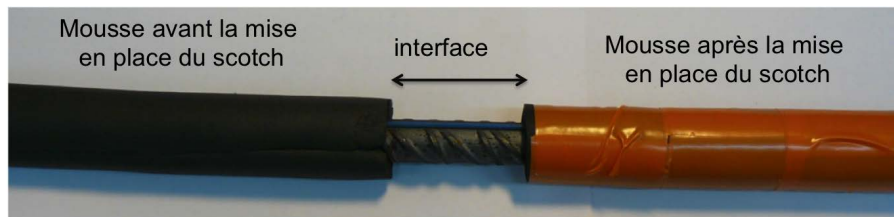


FIGURE 2.4: Mise en place de la mousse autour d'une armature



FIGURE 2.5: La Presse Schenk

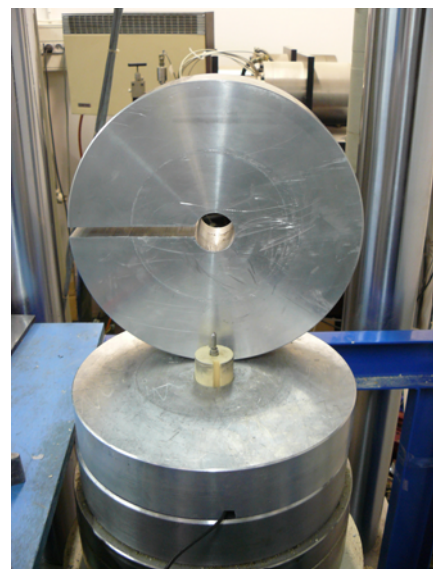


FIGURE 2.6: Capteur inférieur de déplacement LVDT et bague de support



et longueurs  $l_i$  mises en jeu (cf. tableau 2.1). Ainsi, le différentiel de déplacement  $d_i$  entre les points B et D correspond au déplacement  $d$  mesuré entre A et G auquel on soustrait les déplacements de l'acier entre les points A et B ainsi que les déplacement du béton entre les points D et G (cf. équation 2.1).

$$d_{BD} = d_{AG} - d_{AB} - d_{DG} \quad \Leftrightarrow \quad d_i = d - \frac{F}{S_a E_a} l_a - \frac{F}{S_b E_b} l_b \quad (2.1)$$

De même, le déplacement différentiel  $g_i$  entre les points C et D correspond au déplacement  $g$  mesuré entre E et H auquel on soustrait les déplacements de l'aluminium entre les points H et G ainsi que les déplacement du béton entre les points G et D (cf. équation 2.2). Les déplacements en E et en C sont identiques car l'acier est déchargé sur cette portion.

$$d_{CD} = d_{EH} - d_{GH} - d_{DG} \quad \Leftrightarrow \quad g_i = g - \frac{F}{S_m E_m} l_m - \frac{F}{S_b E_b} l_b \quad (2.2)$$

Les déplacements qui seront présentés dans ce mémoire seront uniquement, sauf mention contraire, ces déplacements relatifs  $d_i$  et  $g_i$ . Ils sont respectivement appelés, par souci de simplicité, « déplacement imposé » et « déplacement libre ». Dans les états déchargés, aucune énergie élastique n'est stockée dans le milieu. Les mesures de déplacements peuvent être alors directement reliées au glissement de l'armature dans le béton. Les déplacements imposés et libres à cet état quasi-déchargé seront respectivement appelés « glissements imposés » et « glissements libres ».

Matériau	Acier (a)	Aluminium (m)	Béton (b)
Module d'Young E (GPa)	200	69	15-35
Section S (mm <sup>2</sup> )	227	70 685	19 879
Longueur sollicitée l (mm)	40-200	60	0-135

TABLE 2.1: Jeux de données pour le calcul des différentiels de déplacements

Par ailleurs, la mesure de l'effort F appliqué en tête de l'acier permet d'accéder, par équilibre des efforts, à différentes composantes du tenseur des contraintes dans l'éprouvette. Ainsi, la contrainte axiale  $\sigma_{zz,acier}$  dans une section de l'acier chargé (c'est-à-dire avant d'être en contact avec le béton) peut être déterminée avec la section d'acier  $S_a$  (cf. équation 2.3). De même, la contrainte axiale dans le béton chargé  $\sigma_{zz,beton}$  (c'est-à-dire en-dessous de l'interface), moyennée sur la section horizontale, est calculée à partir de la section de béton  $S_b$  (cf. équation 2.4). Également, la contrainte de cisaillement de l'interface  $\sigma_{rz,int}$  moyennée sur la longueur, appelée contrainte nominale de cisaillement de l'interface, peut être déterminée à partir du diamètre d'acier  $\phi_a$  et de la longueur d'interface  $l_{int}$  (cf. équation 2.5).

$$\sigma_{zz,acier} = \frac{F}{S_a} \quad (2.3)$$

$$\sigma_{zz,beton} = \frac{F}{S_b} \quad (2.4)$$

$$\sigma_{rz,int} = \frac{F}{\pi \phi_a l_{int}} \quad (2.5)$$

Enfin, à chaque début d'essai se produit généralement un matage du béton proche des surfaces d'appui. De l'énergie est alors dissipée, induisant une faible rigidité tangente de la courbe force - déplacement. Celle-ci augmente ensuite jusqu'à devenir globalement constante une fois le matage réalisé. Afin d'éliminer cette interaction, cette partie initiale est remplacée par une extrapolation linéaire du comportement ultérieur de l'éprouvette avec un recalage à l'origine (cf. figure 2.7).

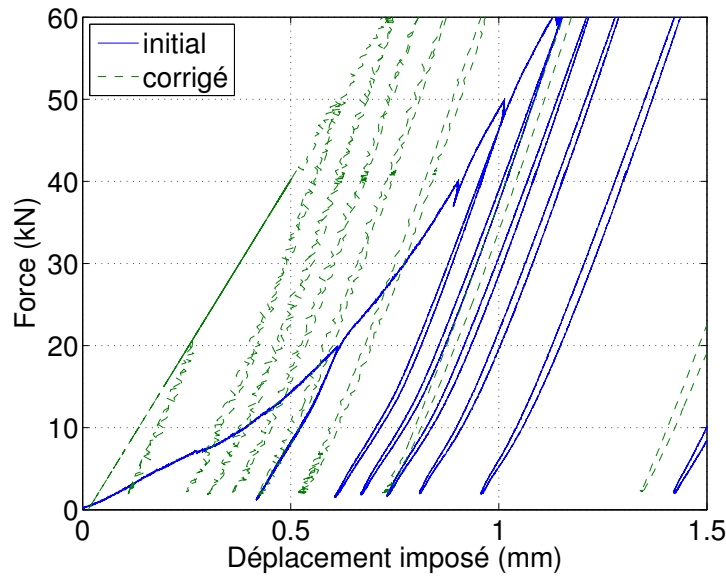


FIGURE 2.7: Correction de la mesure initiale de déplacement

En conclusion, cet essai nous permettra d'accéder aux données globales suivantes : l'effort imposé, les déplacements et glissements imposés et libres, les contraintes nominales de cisaillement de l'interface ainsi que les contraintes axiales de l'armature et du béton moyennées sur leur section respective. L'essai étant en compression, toutes les quantités mécaniques sont de même signe, nous les prenons arbitrairement positives.

## 2.2 Instrumentation locale par fibres optiques

La problématique des essais portant sur la liaison acier-béton concerne essentiellement la difficulté à accéder aux données caractéristiques de l'interface, telles que les déformations locales. En effet, la zone où les efforts sont transmis et où la dégradation de l'interface a lieu n'est pas visible de l'extérieur.

Afin d'accéder à ces données, une instrumentation très peu intrusive par fibres optiques a été mise en place pour certains essais. Ce travail a été réalisé dans le cadre d'une collaboration avec Marc Quiertant, Jean-Marie Hénault et Aghiad Khadour, de l'équipe MAST de l'IFSTTAR (Université Paris-Est, Marne-la-Vallée).

### 2.2.1 Description de la technologie d'instrumentation par fibres optiques

Brièvement, la technologie d'instrumentation par fibres optiques consiste à envoyer une onde lumineuse dans une fibre optique et à analyser la lumière continument rétro-diffusée par la fibre vers la source<sup>1</sup>. Le signal récupéré dépend de la déformation (thermique et mécanique) en tout point de la fibre dans sa direction. Une analyse par transformée de Fourier permet de remonter à la déformation locale en tout point de la fibre optique avec une résolution spatiale variant entre 1 mm et 10 m suivant la technologie utilisée. La déformation relevée peut ensuite être corrélée avec la déformation du matériau dans laquelle la fibre optique est placée. Cette corrélation se fait via une fonction mathématique dite de transfert des déformations du matériau environnant vers la fibre. Cette fonction est spécifique à chaque type de câble optique (comprenant la fibre et sa gaine de protection) et au milieu qui l'entoure. Néanmoins, elle n'est problématique que pour

1. Elle peut également être rétro-diffusée localement au niveau d'un ou de plusieurs marqueurs de type réseaux de type Bragg, préalablement gravés dans la fibre. On obtient alors un set de déformations à des emplacements spécifiques. Dans ce cas, on ne parle plus de mesure continue mais de mesure discrète

des résolutions de mesure de l'ordre du millimètre.

Plusieurs technologies peuvent être utilisées suivant la portée et la précision de la mesure qui est recherchée. Ainsi, la technologie de Brillouin permet d'interroger des fibres optiques jusqu'à 200 km, mais avec une résolution spatiale de l'ordre du mètre. A contrario, la technologie de Rayleigh est limitée en distance à 10 mètres de longueur de fibre, mais elle propose une résolution spatiale d'environ 1 mm. La précision des mesures est généralement de  $1 \mu\text{m}/\text{m}$ . Cette technologie est donc plus adaptée à notre essai. Le principe détaillé de l'interrogation des fibres optiques par les différentes technologies est explicité en annexe A.

L'utilisation de la technologie de Rayleigh dans nos essais permet ainsi d'obtenir une mesure quasi-continue de la déformation dans l'axe d'une fibre optique. Un positionnement judicieux de câbles optiques dans une éprouvette permet donc d'accéder à des données très locales sur le comportement des matériaux au cours de l'essai.

Deux types de câbles optiques ont été utilisés (cf. figure .2.8) :

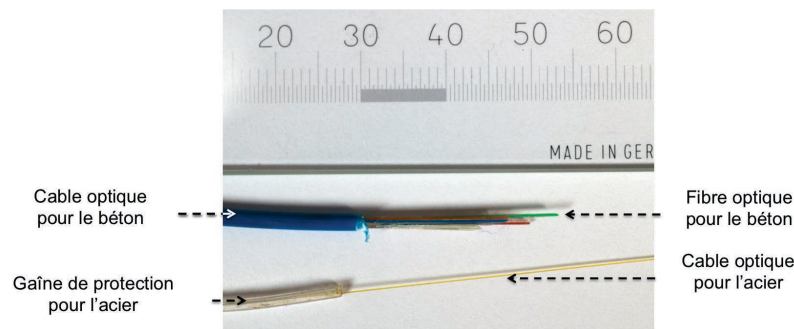


FIGURE 2.8: Deux types de câble optique (dimensions en mm)

- Un câble optique coulé dans le béton, de diamètre hors-tout d'environ 2 mm. Ce câble étant originalement dédié aux télécommunications, il comprend plusieurs fibres optiques noyées dans une matrice polymère, l'ensemble étant contenu dans une gaine protectrice. Celle-ci est assez épaisse afin de résister aux agressions du béton, notamment le contact avec les granulats lors du coulage et la vibration du béton. La présence de cette gaine induit un étalement de la déformation effective du béton sur une certaine largeur de la fibre optique. Cette atténuation a été mise en évidence par Hénault *et al.* [2012] sous la forme d'un produit de convolution (cf. §2.2.2).
- Un câble optique pré-positionné dans l'armature, de diamètre hors-tout de  $175 \mu\text{m}$ . Ce câble ne comporte qu'une fibre et sa gaine de réfraction, d'où l'extrême finesse de l'ensemble. Afin d'éviter une rupture à l'extérieur de l'armature, il est protégé dès sa sortie par une gaine de diamètre 1 mm environ. Le positionnement de ce câble se fait grâce à un travail par l'IFSTTAR en amont du coulage, comprenant la réalisation d'une rainure de 1 mm de profondeur et de côté le long de chaque génératrice de l'armature et la mise en place dans celle-ci du câble noyé dans une colle spéciale. Tout ce protocole de mise en place résulte des travaux de Quiertant *et al.* [2013]. La gaine protectrice étant beaucoup plus fine, le décalage spatial est ici négligeable et la fonction associée au produit de convolution peut être assimilée à un Dirac. Le raccord par soudage à l'interrogateur se fait juste avant l'essai.

Ces deux câbles ont l'avantage d'être très peu intrusifs dans les milieux où ils sont positionnés. Leur présence ne modifiera donc pas ou très peu l'état du matériau environnant, permettant ainsi une bonne mesure de la déformation du milieu.

### 2.2.2 Fibres optiques dans le béton

La dégradation de la liaison acier-béton est un phénomène qui doit être considéré suivant les trois directions du repère cylindrique de l'espace : dans l'axe de la barre (qui sera appelée direction verticale), suivant la normale à la liaison et orthoradialement à l'armature. Cependant, seules des sollicitations en torsion, non étudiées dans ce mémoire, peuvent avoir un effet significatif dans cette dernière direction. Par ailleurs, le transfert des efforts de cisaillement se fait sur une zone finie dont on connaît mal la taille réelle. La fibre optique ne mesurant que la déformation dans son axe, il faudrait positionner des câbles dans ces trois directions pour obtenir le tenseur des déformations de la liaison. Or, bien qu'étant peu intrusives, une trop grande quantité de fibres optiques finirait par modifier le comportement du béton et de l'interface. De plus, un maillage trop serré rendrait également compliqué la réalisation d'un béton homogène. Il convient donc d'utiliser les fibres optiques avec parcimonie afin de relever les déformations qui sont réellement nécessaires à la compréhension du comportement de l'interface.

Dans la bibliographie, il n'existe pas de donnée locale qui puisse être comparée aux mesures réalisées dans ce travail de thèse. Par contre, les modèles numériques d'interface relient généralement le saut de déplacement entre l'acier et le béton à la contrainte locale de cisaillement de l'interface. Il est donc intéressant de positionner les fibres optiques en vue d'obtenir ces deux données.

L'information récupérée par la fibre optique correspondant à une déformation dans l'axe du câble, un positionnement vertical des fibres optiques permettra naturellement d'accéder aux déformations verticales  $\epsilon_{zz,beton}$  et du béton et donc, par intégration (cf. équation (2.6)), aux déplacements verticaux  $v_{beton}$ . L'accès aux déformations moyennes de cisaillement  $\gamma_{rz}$  entre deux fibres optiques 1 et 2 séparées d'une distance  $d$  peut ensuite se faire par différentiel de leurs déplacements verticaux (cf. équation (2.7)).

$$v_d(r, z) = \int_0^z \epsilon_{zz,beton}(r, k) dk \quad (2.6)$$

$$\gamma_{rz}(z) = \frac{v_{beton,1}(r_1, z) - v_{beton,2}(r_2, z)}{d} \quad (2.7)$$

La seule mesure des déformations verticales dans le béton en fonction de la distance à la barre d'acier permet donc d'obtenir la première donnée nécessaire à la comparaison avec un modèle numérique de l'interface acier-béton. On cherche ainsi à obtenir la déformation verticale du béton en fonction de la distance à la barre d'acier, à partir de laquelle les déplacements et déformations de cisaillement pourront être obtenus. Le positionnement des câbles verticaux doit correspondre à l'épaisseur de zone que l'on souhaite étudier. Plusieurs câbles optiques sont ainsi disposés verticalement dans le béton aux distances suivantes de l'armature (cf. figure 2.9) :

- Une fibre optique accolée à l'armature (mais non collée) dans le creux entre une génératrice et les nervures.
- Une fibre optique à 8 mm de l'armature. Elle s'appuie sur la mousse positionnée autour de la barre sans en être solidaire.
- Une fibre optique à 15 mm de l'armature.

On considère ainsi en 1<sup>re</sup> approximation qu'au-delà de 15 mm de distance de l'armature, les phénomènes de l'interface que l'on souhaite observer ne sont plus visibles.

Afin de permettre la sortie des câbles optiques par la face inférieure du béton, la plaque d'appui a été découpée suivant le rayon (en gris sur la figure). Cette entaille de 1 cm pour le passage des câbles modifie très localement les conditions d'appui de l'éprouvette sur la bague d'acier mais n'a pas d'impact au niveau de l'interface. Des soudures ont pu être réalisées dans certains cas afin de relier les extrémités des câbles, limitant la perte de temps due à la multiplication des

interrogations nécessaires.

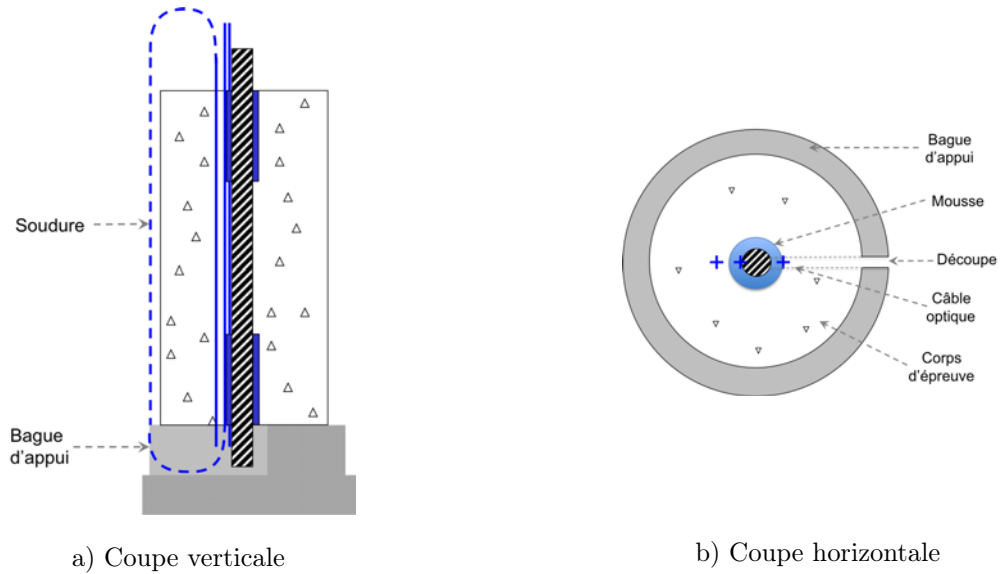


FIGURE 2.9: Positionnement des câbles optiques dans l'éprouvette

Les fibres optiques placées dans le béton n'ont pas toutes le même environnement. Ainsi, la fibre à 15 mm de l'armature est placée dans le béton sur toute la hauteur de l'éprouvette alors que celles à 8 mm et accolée à l'armature sont respectivement accolée et noyée dans la mousse au-delà de la zone d'interface.

Le positionnement des fibres a été vérifié post-mortem après essai des éprouvettes (cf. figure 2.10). Toutes les fibres optiques du béton sont, au niveau de l'interface, prises dans le béton et mesurent donc uniquement la déformation de ce milieu.

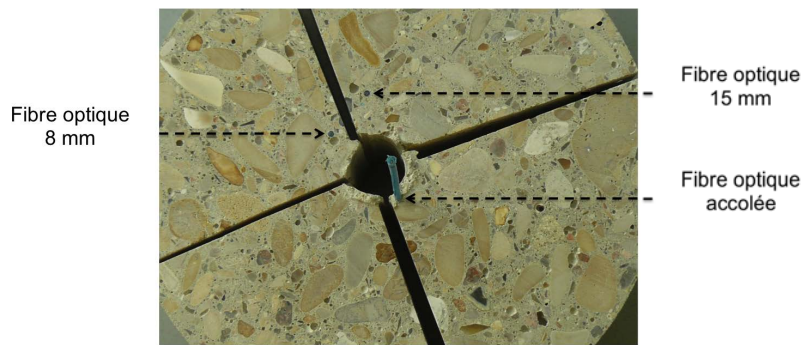


FIGURE 2.10: Vérification du positionnement des câbles optiques dans le béton

L'épaisseur de la gaine de protection des câbles optiques coulés dans le béton induit un étalement de la déformation du béton sur une certaine longueur de la fibre optique. Cet étalement est dû aux multiples couches entre l'extrados du câble et le cœur de la fibre et a été mis en évidence par Hénault *et al.* [2012]. Leurs travaux ont permis de représenter ce décalage par un produit de convolution. Appliqué aux déformations du milieu instrumenté, il permet d'obtenir les déformations relevées par les fibres optiques. Ce produit prend la forme d'une fonction exponentielle décroissante  $F$  centrée sur le point de mesure, et dont la formule est donnée au point  $z_0$  par l'équation 2.8.

$$F(z, z_0) = B e^{-A|z-z_0|} \quad (2.8)$$

Les pertes via ce processus étant nulles d'après les auteurs, l'intégrale de la fonction de convolution sur le domaine du réel doit donc valoir 1, ce qui amène naturellement à la condition  $B = \frac{A}{2}$ . Ce paramètre est spécifique à chaque milieu, et a été identifié par les auteurs pour le béton (cf. équation 2.2.2). A chaque fois qu'il sera fait mention dans ce mémoire d'une fonction de convolution, il conviendra de se référer à ce paramètre, sauf mention contraire.

- $A_{\text{béton}} = 20m^{-1}$
- $B_{\text{béton}} = 10$

L'obtention de la mesure M dans la fibre optique en fonction de la déformation D du milieu étudié s'obtient alors en effectuant un produit de convolution avec la fonction F (représentée figure 2.11) sur tout le domaine des réels.

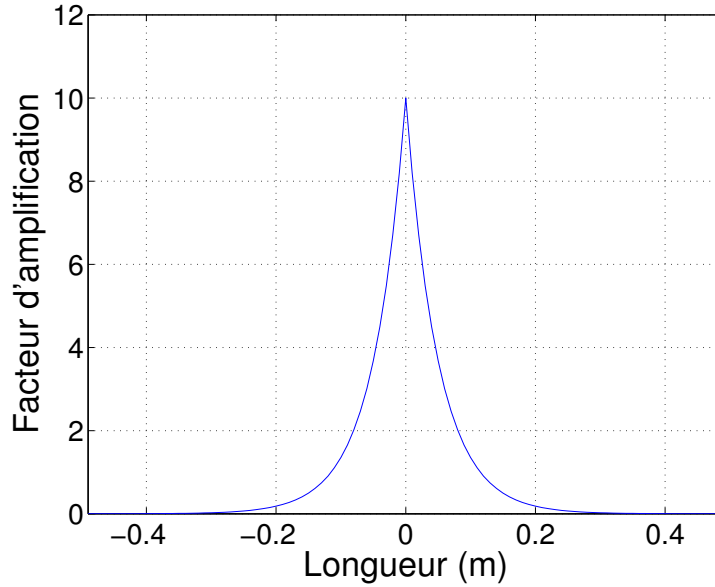


FIGURE 2.11: Fonction de convolution d'une fibre optique dans le béton ( $z_0 = 0$ )

Il convient également de préciser que cette fonction de convolution a été validée pour une fibre optique intégralement noyée dans le milieu d'étude. Cependant, des questions subsistent sur l'évolution de cette fonction à l'approche du point de sortie de la fibre hors du matériau, ainsi qu'à l'approche de l'extrémité du câble. Les poids des portions manquantes de la fonction sont-elles reportées sur la partie existante? Quelle est la fonction de transfert dans un milieu fluide tel que l'air? Les recherches menées par Hénault et al. sur ce point sont toujours en cours et n'ont pas permis d'apporter une réponse satisfaisante à ces questionnements.

Il est par ailleurs intéressant de constater que la communauté modélisant l'adoucissement des matériaux en phase post-pic en utilisant des approches régularisées se pose les mêmes questions, notamment pour l'approche non locale intégrale où un produit de convolution est également calculé (Krayani *et al.* [2009], Pijaudier-Cabot et Dufour [2010] et Giry *et al.* [2011]).

### 2.2.3 Fibres optiques dans l'acier

Côté acier, deux câbles optiques ont été insérés dans la matière le long des deux génératrices de l'armature et sur toute leur longueur. Cette mise en place a été réalisée par l'IFSTTAR (cf. Quiertant *et al.* [2013]). L'absence de gaine de protection ainsi que la très grande rigidité de la colle utilisée pour fixer la fibre amène la fibre à mesurer sans étalement la déformation réelle de l'acier qui l'entoure.

Les déformations recueillies par ces fibres optiques peuvent être utilisées afin de déterminer la contrainte locale de cisaillement à l'interface, ce qui correspond à la deuxième donnée des modèles numériques d'interface. Si l'on étudie l'équilibre des efforts dans la direction verticale sur une rondelle d'acier d'épaisseur  $dz$  assez petite (cf. figure 2.12), l'effort dans la direction verticale de l'acier doit être équilibré par les efforts de cisaillement de l'interface (cf. équation 2.9).

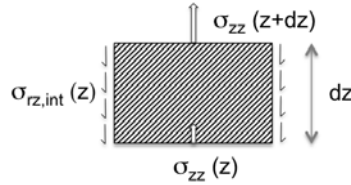


FIGURE 2.12: Équilibre d'efforts verticaux d'une rondelle d'acier

$$\left(\sigma_{zz}(z+dz) - \sigma_{zz}(z)\right) \cdot \pi \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = \sigma_{rz,int}(z) \cdot \pi \phi dz \quad (2.9)$$

En supposant un comportement élastique linéaire de l'acier (i.e. on ne se place pas dans le cas d'une plastification de l'armature) et homogène sur la section, la contrainte verticale de l'acier  $\sigma_{zz,acier}$  peut être reliée à la déformation verticale  $\epsilon_{zz,acier}$ . Pour cela, le confinement latéral, pouvant faire apparaître des contraintes supplémentaires à cause du coefficient de Poisson, est considéré comme négligeable. Finalement la contrainte de cisaillement  $\sigma_{rz,int}$  à l'interface peut être déduite des mesures de déformation des fibres optiques (cf. équation 2.10) en fonction du module d'Young de l'acier  $E_a$  et de son diamètre  $\phi_a$ . On peut ainsi obtenir la deuxième donnée des modèles d'interface.

$$\sigma_{rz,int}(z) = E_a \frac{\partial \epsilon_{zz,acier}(z)}{\partial z} \cdot \frac{\phi_a}{4} \quad (2.10)$$

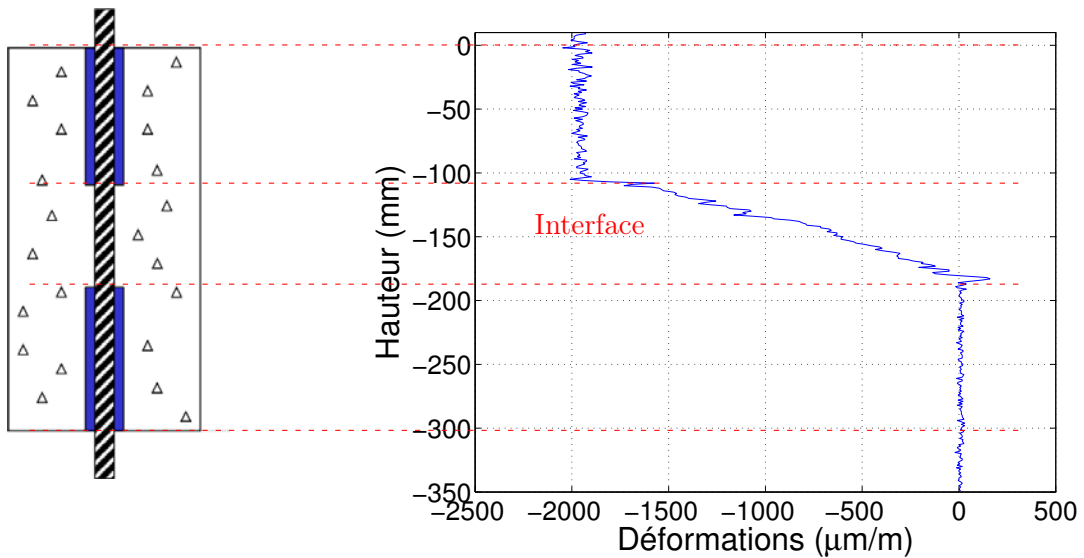


FIGURE 2.13: Exemple de présentation des mesures par fibres optiques

Afin d'obtenir des mesures exploitables, la moyenne des deux mesures des fibres optiques de l'acier est calculée afin d'obtenir une unique mesure de déformation de l'acier. Cette opération a également l'avantage de supprimer les légers effets de flexion parfois détectés par les fibres

optiques.

Pour toutes les mesures par fibres optiques qui seront présentées dans ce manuscrit, les courbes donneront la déformation en abscisse et l'élévation en ordonnée. Le zéro sera fixé à l'arase supérieure du béton (cf. figure 2.13).

## 2.3 Préparation des éprouvettes

Selon la littérature, le sens du coulage par rapport à la direction des barres impacte fortement l'état de l'interface. Notamment, une armature positionnée perpendiculairement au sens du coulage présente une interface avec un déficit de résistance non négligeable par rapport à une armature placée dans le sens du coulage. Ce déficit, pour rappel, est dû à la formation après coulage de cavités sous la barre d'acier, liées à un tassement gravitationnel du béton frais et à un ressuage du béton dans le temps. De plus, ces cavités provoquent une dissymétrisation de la liaison. Afin d'éviter ces problèmes, le coulage pour toutes les éprouvettes se fera dans le sens des armatures.

Deux bancs de coulage démontables ont été réalisés (cf. figure 2.14). Chaque banc permet le coulage de 7 éprouvettes. La verticalité des barres est assurée par l'alignement des orifices dans les profilés supérieur et inférieur (cf. figure 2.15). Les jeux ont été minimisés afin d'éviter autant que possible un défaut de verticalité des armatures pouvant conduire à une flexion parasite lors de l'essai.

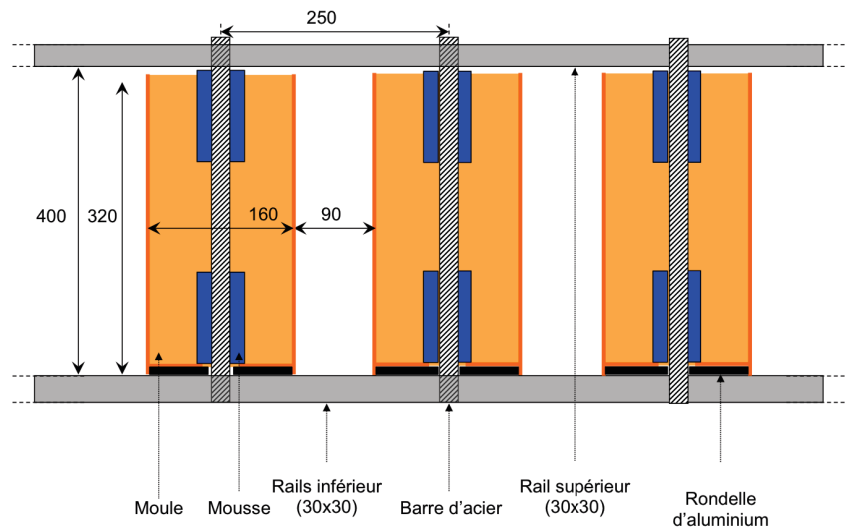


FIGURE 2.14: Schéma de principe du banc de coulage

Les moules de béton en carton ne sont pas en contact avec le sol mais laissent un vide sous eux. Ce vide génère systématiquement un état de surface bombé du fait du poids du béton frais sur le fond. Afin d'éviter de devoir rectifier les surfaces par lesquelles sortent les câbles optiques, des rondelles d'aluminium percées sont disposées sous les moules. Ces rondelles comportent des petits orifices spécifiquement réalisés pour laisser passer les câbles optiques ne pouvant être extraits avec la barre d'acier par l'orifice principal (cf. figure 2.16). Ce processus mène à un état de surface vierge de toute aspérité visible.

Deux formulations différentes de bétons ont été utilisées suivant les besoins de l'étude :

- Une des formulations du béton en cours d'étude pour la maquette Vercors de EDF (cf. tableau 2.2). Sa formulation est par définition typique de celle d'un béton d'une enceinte



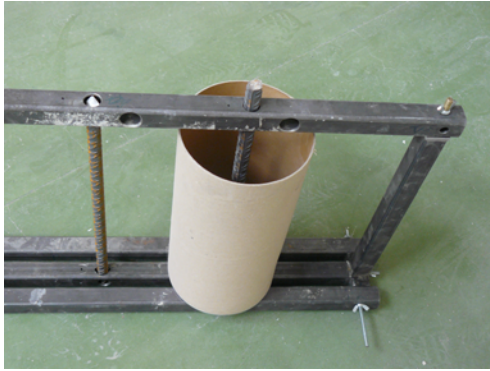


FIGURE 2.15: Exemple de mise en œuvre du banc de coulage

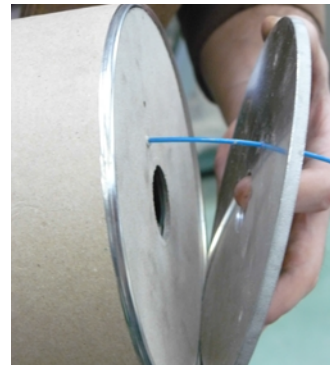


FIGURE 2.16: Rondelle de soutien et son orifice spécifique pour les câbles optiques

Composant	Quantité pour 1 m <sup>3</sup>
Ciment Couvrot CEM II/A-LL 32,5R CE CP2 NF	350 kg
Eau	160 L
Graviers 8/16	540 kg
Granulats 4/11	445 kg
Sables 0/4 Rec	820 kg
Plastifiant Prelom 500 (BASF)	2 kg
Retardateur Pozzolith 250 R (BASF)	2 kg

TABLE 2.2: Formulation Vercors

Composant	Quantité pour 1 m <sup>3</sup>
Ciment Calcia CEM II/A 32,5R CE CP2 N	350 kg
Eau	Ceos : 224 L Ceos bis : 199,5 L
Granulats 0/8	1577 kg
Plastifiant Chrysoplast Oméga 132	3,9 kg
Fillers BetoCarb HP-EB	80 kg

TABLE 2.3: Formulation Ceos et Ceos bis

de confinement d'un réacteur de centrale nucléaire.

- Une formulation du béton dérivée de celle utilisé pour les voiles en cisaillement du projet national Ceos.fr (cf. tableau 2.3). Pour certains essais, une formulation modifiée, comportant une plus faible quantité d'eau et notée Ceos bis, a été utilisée. Le ratio  $e/c$  est donc modifié sans toucher à la composition granulaire du matériau ni à la quantité de ciment utilisée.

Ces deux formulations sont également associées à des campagnes expérimentales importantes réalisées à des échelles supérieures. Les résultats de ce mémoire pourront alors être exploités pour d'autres études sur ces campagnes expérimentales. Il est à noter que la formulation précise de Vercors utilise un ciment 42,5R, mais une erreur d'un fournisseur nous a amenés à devoir utiliser un ciment 32,5R.

Après chaque coulage, les échantillons sont tout d'abord conservés dans les moules le temps que la prise du béton s'effectue. L'arase supérieure du béton est protégée de l'air ambiant grâce à la disposition après coulage d'un couvercle en plastique. Les échantillons sont ensuite démoulés, entre 24 et 72 heures après le coulage. Ce décalage s'explique par la réalisation de certains coulages le vendredi. Les échantillons sont ensuite intégralement immergés dans un bac d'eau jusqu'à 28 jours après le coulage, afin d'empêcher tout retrait de dessiccation le temps que le béton acquiert ses performances mécaniques finales. Les échantillons sont ensuite extraits afin de les préparer pour les essais, puis sont testés. Lorsque l'essai n'était pas réalisable pour des

Gâchée	Module d'Young (GPa)	Résistance à la compression (MPa)
Ceos	14.0	27.4
Ceos bis	22.4	21.6
Vercors	31.9	38.7

TABLE 2.4: Paramètres matériau des différents bétons utilisés

raisons logistiques, l'échantillon a été conservé dans l'eau.

Les paramètres matériau des bétons issus de ces différentes formulations (cf. tableau 2.4) ont été obtenus grâce à des essais de compression simple sur des éprouvettes de béton 16x32 issues des mêmes gâchées. Le béton Ceos s'est révélé difficile à maîtriser, avec des caractéristiques mécaniques plutôt faibles. Un avantage de ceci est qu'il fut possible de tester un grand nombre de longueurs d'interface en évitant la plastification de l'armature.

Les essais réalisés avec les formulations de Ceos et de Ceos bis ont été doublés afin d'étudier spécifiquement une autre possibilité de réduction de la longueur d'interface, par diminution de la hauteur totale de béton (cf. figure 2.17).



FIGURE 2.17: Étude d'une diminution de la longueur d'interface par diminution de la hauteur totale de béton

Le plan expérimental est conçu autour de deux axes. Dans un premier temps, trois modes de rupture d'une éprouvette de béton armé (éclatement du béton, plastification de l'armature et glissement de l'interface) sont reproduits afin d'étudier les différences entre ceux-ci ainsi que de déterminer des caractéristiques géométriques et mécaniques correspondant au passage d'un mode de rupture à l'autre. Dans un deuxième temps, on s'intéresse plus spécifiquement aux ruptures par glissement d'interface, pour lesquels l'instrumentation par fibres optiques est spécifiquement mise en place. Les différents essais réalisés au cours de la thèse sont ainsi récapitulés dans le tableau 2.5.

Les échantillons sont chargés uniquement en compression par déplacement imposé. La vitesse de déplacement imposée correspond à la vitesse minimale de la presse, soit  $10 \mu\text{m}/\text{sec}$ , car l'effort au pic n'est pas connu d'avance. L'effet de cycles de charge-décharge a également été étudié : un cycle est lancé dès que l'effort a augmenté de 10 kN par rapport au cycle précédent (cf. figure 2.18). Lorsque le maximum de l'effort est atteint, un cycle est également lancé. Enfin, au cours du post-pic (dans le cas d'une rupture avec glissement d'interface), un cycle est à nouveau lancé autant que possible tous les 10 kN décroissants.

Des mesures par fibres optiques sont effectuées régulièrement lors de paliers où le déplacement est figé. Chaque mesure prend entre 30 sec et 3 min suivant la difficulté à régler les paramètres d'interrogation, durée à multiplier par le nombre de câbles optiques, ce qui peut augmenter considérablement le temps de l'essai. Ainsi, un nombre de paliers aussi limité que possible a été

Longueur d'interface	Béton utilisé	Présence de fibres optiques	Étude d'une réduction de la hauteur de béton	Nombre d'éprouvettes
320 mm	Ceos	Oui	Sans objet	3
220 mm	Ceos	Non	Non	2
170 mm	Ceos bis	Non	Oui	2+1
120 mm	Ceos bis	Non	Oui	1+1
70 mm	Ceos	Non	Oui	2+2
80 mm	Vercors	Oui	Non	2
70 mm	Vercors	Oui	Non	2
50 mm	Vercors	Oui	Non	2

TABLE 2.5: Récapitulatif des essais réalisés

réalisé (correspondant aux ronds sur la figure 2.18) :

- Juste avant le déclenchement d'un cycle (soit tous les 10 kN sur la courbe enveloppe). On parlera alors de paliers enveloppe.
- Au point bas du cycle de charge-décharge lorsque l'effort est égal à 2 kN, soit quasi-nul. L'éprouvette n'est pas entièrement déchargée pour éviter un phénomène de décompression, notamment en post-pic.
- Au milieu de la décharge, à un effort constant, arbitrairement fixé à 40 kN. Des essais préliminaires ayant montré qu'il y avait peu d'hystérésis, il n'a pas été jugé nécessaire d'effectuer la mesure au même effort lors de la recharge.

Les différents paliers sont différenciés par la force maximale préalablement imposée à l'éprouvette, qui sera appelée Force Historique (FH). A chacun de ces paliers, les fibres optiques sont interrogées une à une (cf. figure 2.19), puis le chargement reprend. Il est à noter que, dans certains essais en post-pic, le maintien du déplacement en vue du lancement de la mesure induit parfois une diminution soudaine de la force appliquée de plusieurs dizaines de kN.

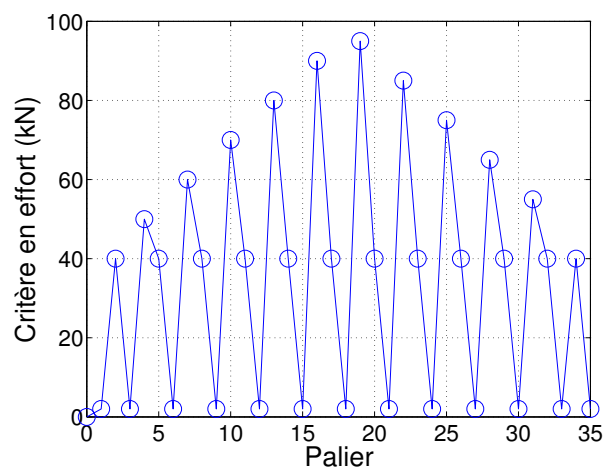


FIGURE 2.18: Critères d'efforts

## 2.4 Conclusion

Dans ce chapitre a été présentée la conception d'un essai de type push-in. Celui-ci a pour objectif de reproduire en partie l'état de contraintes observé dans une enceinte de confinement d'un réacteur nucléaire. De plus, les résultats obtenus permettront de contribuer à la formation d'une base de données sur ces essais, pour lesquels peu de résultats sont disponibles dans la littérature. Pour cela, plusieurs données globales, dont les déplacements libre et imposé ainsi que la contrainte nominale de cisaillement de l'interface, sont étudiées au cours du chargement.

Par ailleurs, une instrumentation peu intrusive par fibres optiques a été mise en place afin d'avoir accès aux déformations locales de l'acier et du béton le long de l'interface. Elle était destinée à l'étude locale des phénomènes menant aux différents modes de rupture d'une éprouvette de béton armé et spécifiquement celui du glissement d'interface.

Toutes ces données doivent apporter un nouveau point de vue sur les verrous scientifiques exposés chapitre 1. Le comportement précédant le pic sera notamment étudié chapitre 3. Puis une analyse des différents modes de rupture sera réalisée chapitre 4. Enfin, une attention particulière sera apportée au mode de rupture du glissement de l'interface au chapitre 5.

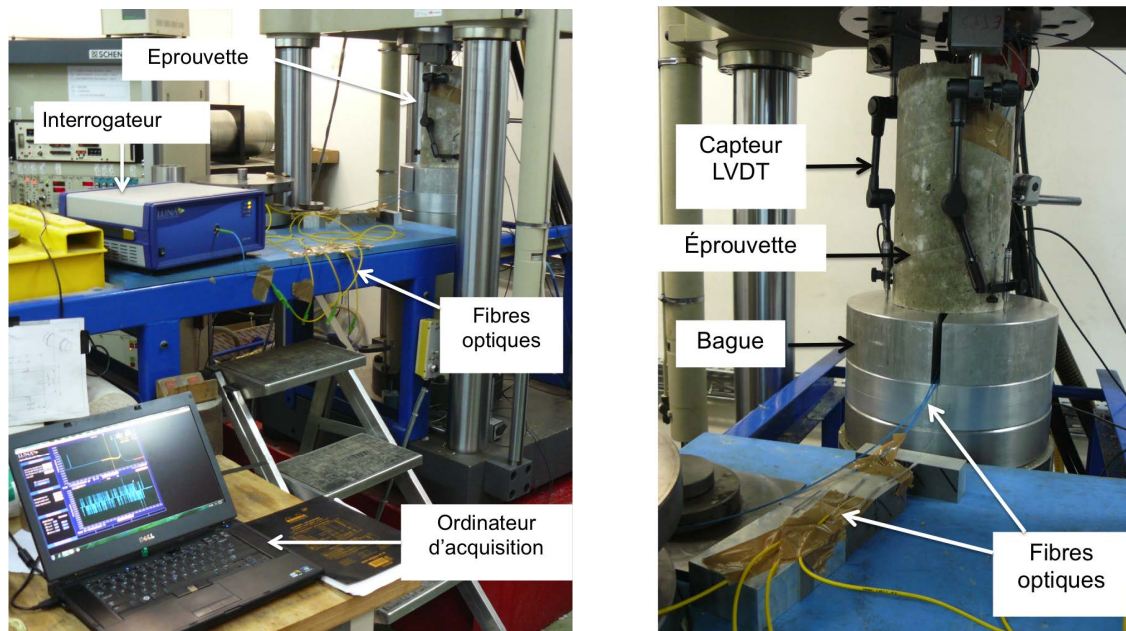


FIGURE 2.19: Mise en place des essais et de l'instrumentation par fibres optiques



---

## Chapitre 3

---

# Étude du comportement pré-pic de la liaison

---

Le comportement de la liaison acier-béton se décrit suivant trois phases successives (cf. chapitre 1) avec pour chacune un comportement mécanique différent.

La première phase est caractérisée par l'adhérence chimique entre l'acier et le béton, dont la résistance au cisaillement est faible (entre 0,5 et 1 MPa d'après la littérature). Dans le cas de barres lisses, cette première phase mène directement à la rupture, caractérisée par un glissement de l'interface. A contrario, dans le cas de barres HA, la résistance nominale de l'interface atteint environ 20 MPa. La première phase ne correspond donc qu'à 2,5 à 5% de la résistance finale, ce qui est peu.

Pour des barres nervurées HA (ce qui sera le cas pour le reste du chapitre) intervient la deuxième phase de comportement de la liaison, où l'adhérence chimique est relayée par la mise en place de bielles de compression dans le béton au droit des nervures. On peut cependant se poser des questions sur la qualité du béton à cet endroit. En effet, la présence de l'armature modifie la répartition des granulats, ce qui peut engendrer une faiblesse du béton dans la zone. On ne peut pas non plus considérer qu'il s'agit d'un mortier puisque certains granulats de taille suffisamment petite ont pu s'y glisser, comme le montreront les faciès post-mortem. Il est possible de dire que la résistance en compression de cette zone, qui fait partie des bielles de compression, est intermédiaire entre celle du béton et celle du mortier.

Les bielles ont une inclinaison d'environ  $30^\circ$  par rapport à l'axe de la barre et sont séparées par des fissures coniques. Cependant la distance sur laquelle les bielles se mettent en place est faible du fait de l'augmentation rapide de leur section. On peut donc considérer que ces bielles sont essentiellement constituées du matériau proche de l'interface, caractérisé par une diminution de la teneur en granulats. La sollicitation de ce matériau en compression permet ainsi d'augmenter la résistance de l'interface. La rupture de ces bielles de compression signe la fin de la deuxième phase du comportement de la liaison ainsi que le début d'un glissement global de l'armature dans le béton au niveau des nervures, caractérisant la troisième phase.

Ces deux premières phases de comportement de l'interface se situent donc avant le pic de résistance du comportement de la liaison acier-béton.

Les essais réalisés permettent d'observer un comportement pré-pic similaire pour toutes les éprouvettes testées, et ce, quel que soit le mode de rupture (cf. figure 3.1). Il est caractérisé par une augmentation de l'effort repris par l'éprouvette au fur et à mesure que le déplacement imposé en tête de l'acier augmente. Cette augmentation semble dans un premier temps linéaire avant une inflexion de l'effort menant à la rupture de l'éprouvette.

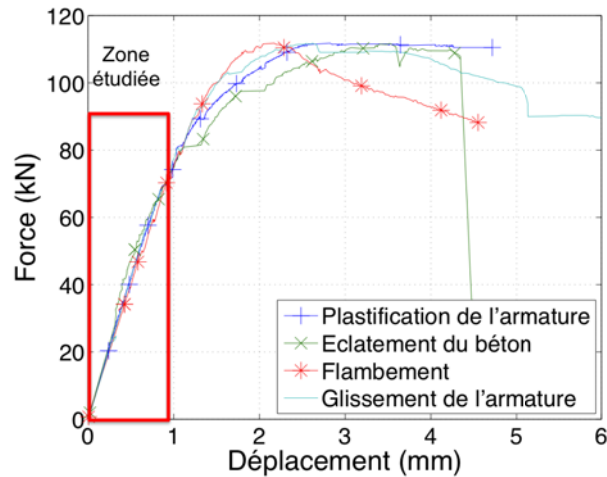


FIGURE 3.1: Représentation de la zone étudiée

L'objet de ce chapitre consiste à étudier cette phase linéaire avant l'inflexion en effort. Cette étude sera donc menée sans préjuger du mode de rupture de l'éprouvette par la suite.

### 3.1 Étude globale : mise en évidence d'un glissement local

De l'observation du comportement linéaire de l'éprouvette (cf. figure 3.2), plusieurs observations peuvent être réalisées :

1. Le comportement enveloppe de l'éprouvette (i.e. sans prendre en compte les cycles de charge-décharge) semble linéaire. On peut donc définir une rigidité appelée enveloppe correspondant à la rigidité tangente du comportement enveloppe.
2. Le comportement de l'éprouvette lors d'un cycle de charge-décharge semble linéaire.
3. La rigidité des cycles de charge-décharge est différente de la rigidité enveloppe.
4. La rigidité des cycles évolue peu suivant les cycles.
5. Aucun phénomène significatif d'hystérésis n'est constaté au cours des cycles.

Par ailleurs, la résistance de l'adhérence chimique, dans le cas de nos éprouvettes, correspond à un effort inférieur à 3 kN. Cette première phase est donc généralement masquée en totalité par la phase de matage des appuis.

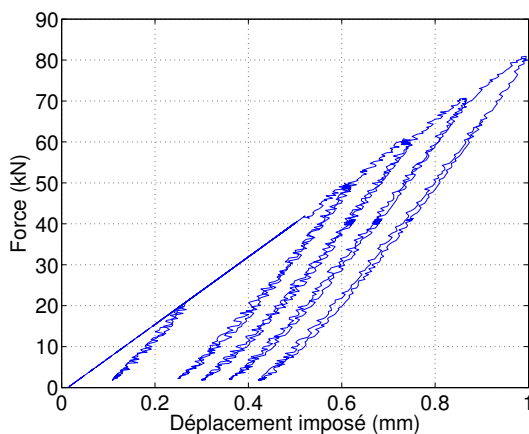


FIGURE 3.2: Évolution force - déplacement imposé représentatif des essais

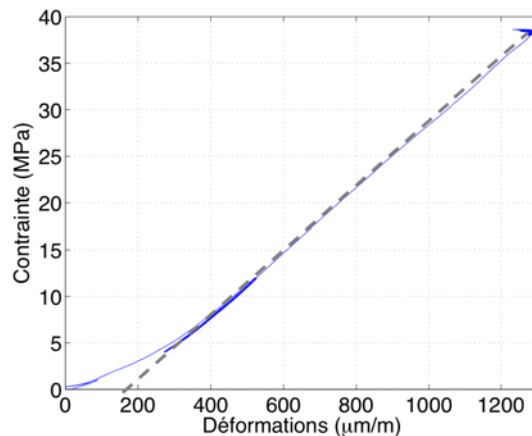


FIGURE 3.3: Caractérisation du béton Vercors en compression sur une éprouvette 16x32



De ces constatations, un point important doit notamment être retenu : la rigidité enveloppe ne correspond pas à la rigidité des cycles de charge-décharge. Une conséquence directe est qu'un déplacement non-nul apparaît lorsque la force appliquée est quasi-nulle (égale à 2 kN). Ce déplacement résiduel traduit l'existence de phénomènes dissipatifs au sein de l'éprouvette.

La plastification de l'armature intervient pour une contrainte axiale dans l'acier de l'ordre de 500 MPa, soit environ 100 kN d'effort pour un diamètre d'acier de 16 mm. Or les efforts en jeu ici sont inférieurs à 100 kN, donc la plasticité ne peut pas être invoquée pour expliquer les phénomènes dissipatifs observés. A contrario, une résistance de l'adhérence chimique de 1 MPa correspond, pour des armatures de diamètre 16 mm, à un effort de 3 kN, ce qui est bien inférieur aux effort considérés. On se situe donc pleinement dans la deuxième phase du comportement de la liaison.

Par ailleurs, l'étude des éprouvettes 16x32 utilisées pour déterminer les caractéristiques mécaniques du béton (cf. figure 3.3) ne montre aucun comportement non-linéaire lors des trois cycles réalisés entre 10% et 30% de la résistance maximale du béton en compression. On peut également constater que, ultérieurement, la rigidité enveloppe ne diminue pas pour une sollicitation plus élevée, ce jusqu'à une contrainte moyenne en compression de 25 MPa. On peut donc faire l'hypothèse que le domaine élastique du béton Vercors se prolonge jusqu'à cette limite. Dans ce chapitre ainsi que pour les suivants (cf. chapitres 4 et 5), nous verrons plus tard que la déformation dans le béton ailleurs qu'à proximité immédiate de l'armature ne dépasse jamais  $-400 \mu\text{m}/\text{m}$ , soit une contrainte en compression dans le béton de 14 MPa. Les phénomènes non-linéaires du béton ne sont donc pas responsables des phénomènes observés. Ceux-ci sont uniquement liés à la liaison acier-béton.

Le calcul des rigidités enveloppe pour toutes les éprouvettes (cf. figure 3.4) ne permet pas de faire ressortir une tendance certaine. Il semble cependant que les rigidités augmentent avec la longueur d'interface. Une division par celle-ci (cf. figure 3.5) permet d'obtenir une rigidité linéaire moyenne de 500 MPa pour les éprouvettes réalisées avec le béton Ceos. Les valeurs de rigidité linéique pour les éprouvettes réalisées avec le béton Vercors sont plus dispersées, variant entre 1200 et 2400 MPa.

Il n'est pas évident de pouvoir relier ces données aux caractéristiques mécaniques des bétons employés. On peut néanmoins constater que ces rigidités linéiques enveloppe semblent suivre les modules d'Young des différentes formulations de béton utilisées.

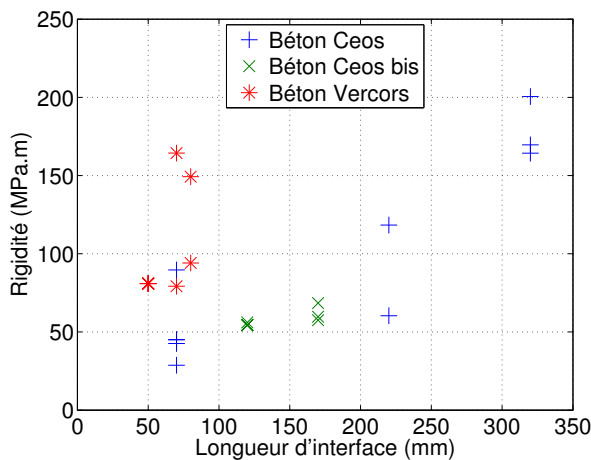


FIGURE 3.4: Rigidités enveloppe

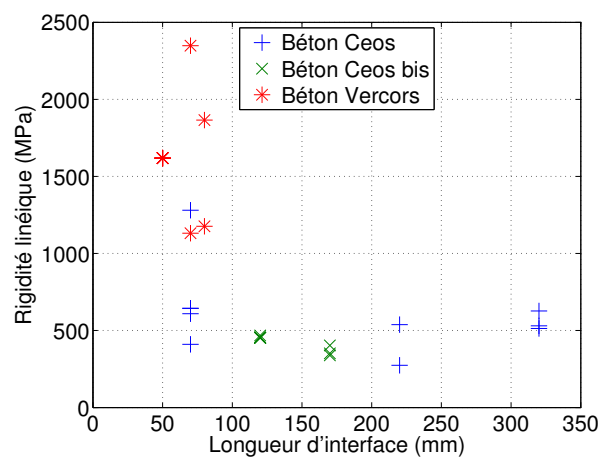


FIGURE 3.5: Rigidités enveloppe linéiques

Lors du chargement, des cycles de charge-décharge sont réalisés. L'évolution des rigidités de ces cycles est obtenue en utilisant le déplacement imposé. Exprimée en fonction de la force



de déclenchement du cycle (cf. figure 3.6), elle permet de compléter l'item [4] des observations réalisées précédemment : les rigidités des cycles de charge-décharge ne sont pas constantes mais augmentent avec l'effort maximal imposé à l'éprouvette. Les valeurs calculées sont deux à trois fois plus élevées que les rigidités enveloppe. Ceci traduit la différence de comportement entre courbe enveloppe et cycles de charge-décharge.

Une diminution de la rigidité aurait signalé une dégradation du béton ou de la liaison. Ce phénomène n'a donc pas lieu dans cette phase de comportement de l'éprouvette. De plus, l'augmentation des rigidités ne peut pas être due au béton ou à l'acier, ceux-ci étant dans leur domaine élastique de comportement. Ce phénomène est donc strictement lié à l'interface.

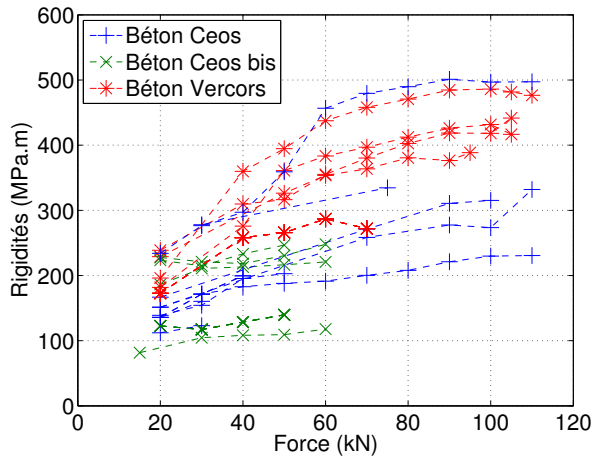


FIGURE 3.6: Rigidité des cycles force - déplacement imposé

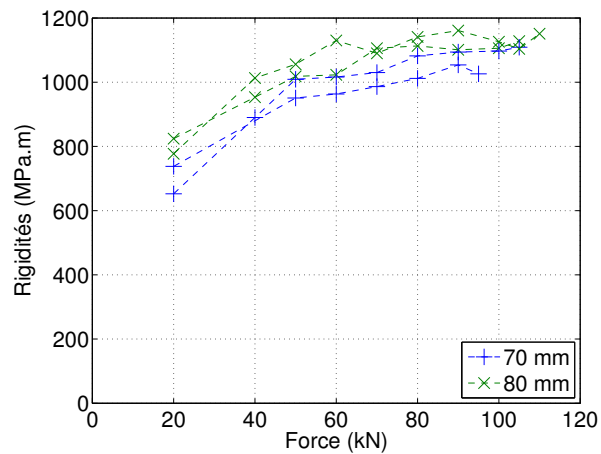


FIGURE 3.7: Rigidités des cycles force - déplacement libre

Si les items [2] (linéarité du cycle) et [5] (pas d'hystérésis) sont également pris en compte, on peut en déduire qu'aucun endommagement n'apparaît lors d'un cycle de charge-décharge. Ceci peut être confirmé par l'évolution (pour les éprouvettes Vercors) des rigidités des cycles de charge-décharge calculées avec le déplacement libre (cf. figure 3.7).

L'évolution au cours du chargement est similaire pour les deux courbes. On peut également noter que les valeurs obtenues sont presque trois fois plus élevées, car le capteur de déplacement libre ne capte qu'une très faible partie de la décharge élastique de l'éprouvette. Ces observations traduisent le non-endommagement de la liaison. Les cycles ont donc constamment lieu dans le domaine linéaire élastique du comportement du béton et de l'acier, et dans le domaine linéaire de la liaison acier-béton.

La différence entre la rigidité enveloppe et celle des cycles de charge-décharge permet donc de mettre en évidence l'apparition d'un déplacement irréversible, que l'on appellera glissement local. Du fait de l'absence de phénomènes d'endommagement du béton ou de la liaison, ce glissement local est lié à un phénomène non-linéaire de l'interface. Afin d'en faciliter l'étude, seuls les essais réalisés avec le béton Vercors sont présentés. Leur comportement est représentatif des autres éprouvettes étudiées.

Le glissement local peut être obtenu via le déplacement imposé (mesuré en tête de l'armature) ou le déplacement libre (mesuré au pied l'armature) lorsque l'effort imposé est quasi-nul (cf. figure 3.8). Les éprouvettes sont différenciées par leur longueur d'interface, et, si celle-ci est identique, par une numérotation. Plusieurs observations sont possibles :

1. Le glissement imposé (tracé en traits pleins) et le glissement libre (tracé en pointillés) augmentent avec le chargement.

2. Cette augmentation semble proportionnelle au chargement jusqu'à un effort imposé de 80 kN pour 70 et 80 mm de longueur d'interface (soit 76% de la force à rupture pour 70 mm de longueur d'interface), et de 60 kN pour 50 mm de longueur d'interface (soit 83% de la force à rupture). Ces pourcentages de force à rupture peuvent être comparés aux 80% de force à rupture obtenus par Eligehausen.
3. Le glissement libre est inférieur au glissement imposé, conformément à la physique : l'extrémité libre ne peut se déplacer d'une distance supérieure au déplacement imposé en tête de l'armature.
4. La différence entre glissement libre et imposé est faible mais augmente avec la force historique (FH).

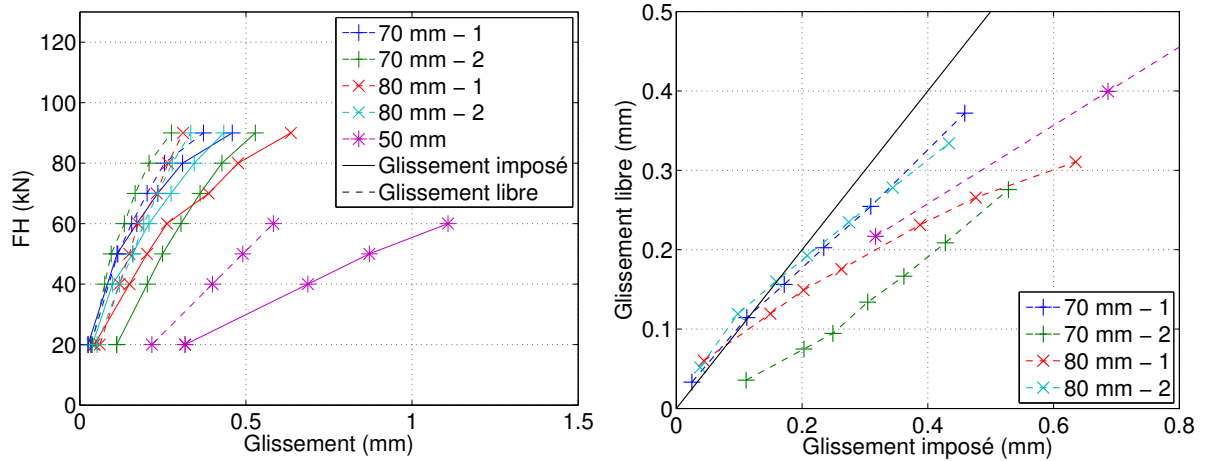


FIGURE 3.8: Glissements imposé et libre de l'armature dans le béton

Les deux premiers points observés montrent que le glissement local est irréversible et proportionnel au chargement. Il se met en place bien avant la fin de la deuxième phase du comportement de la liaison.

Les troisième et quatrième points indiquent que la longueur de la barre d'acier en contact avec le béton, et pour un effort quasi-nul, diminue lorsque l'effort maximal imposé à l'éprouvette augmente. L'écart entre les deux glissements représente la déformation moyenne de l'acier qui est donc en compression. Au vu de l'effort maximal imposé (90 kN), l'acier est toujours dans son domaine élastique linéaire, ce qui signifie que les contraintes ne sont pas nulles le long de la barre d'acier et que de l'énergie élastique y est stockée lorsque l'éprouvette est déchargée.

Ces contraintes peuvent s'expliquer par la présence de frottements lors de la décharge de l'éprouvette empêchant l'armature de reprendre sa position initiale. Cela entraîne nécessairement l'apparition d'une contrainte de traction dans le béton une fois l'éprouvette déchargée afin d'équilibrer cette contrainte de compression dans l'acier.

### 3.2 Étude de l'influence d'un chargement monotone sur le comportement local

Les mesures réalisées par les fibres optiques dans l'acier sont présentées figure 3.9. Les éprouvettes sont numérotées par longueur d'interface puis par un numéro.

Les profils montrent invariablement la présence au niveau de l'acier chargé d'une déformation uniforme proportionnelle au chargement, la présence au niveau de l'acier déchargé d'une déformation nulle, et la présence d'une zone intermédiaire au niveau de l'interface caractérisée par une décroissance des déformations. On peut donc conclure à une bonne répétabilité des mesures de déformations de l'acier entre les différents essais. Pour l'éprouvette n°2 à 80 mm de longueur

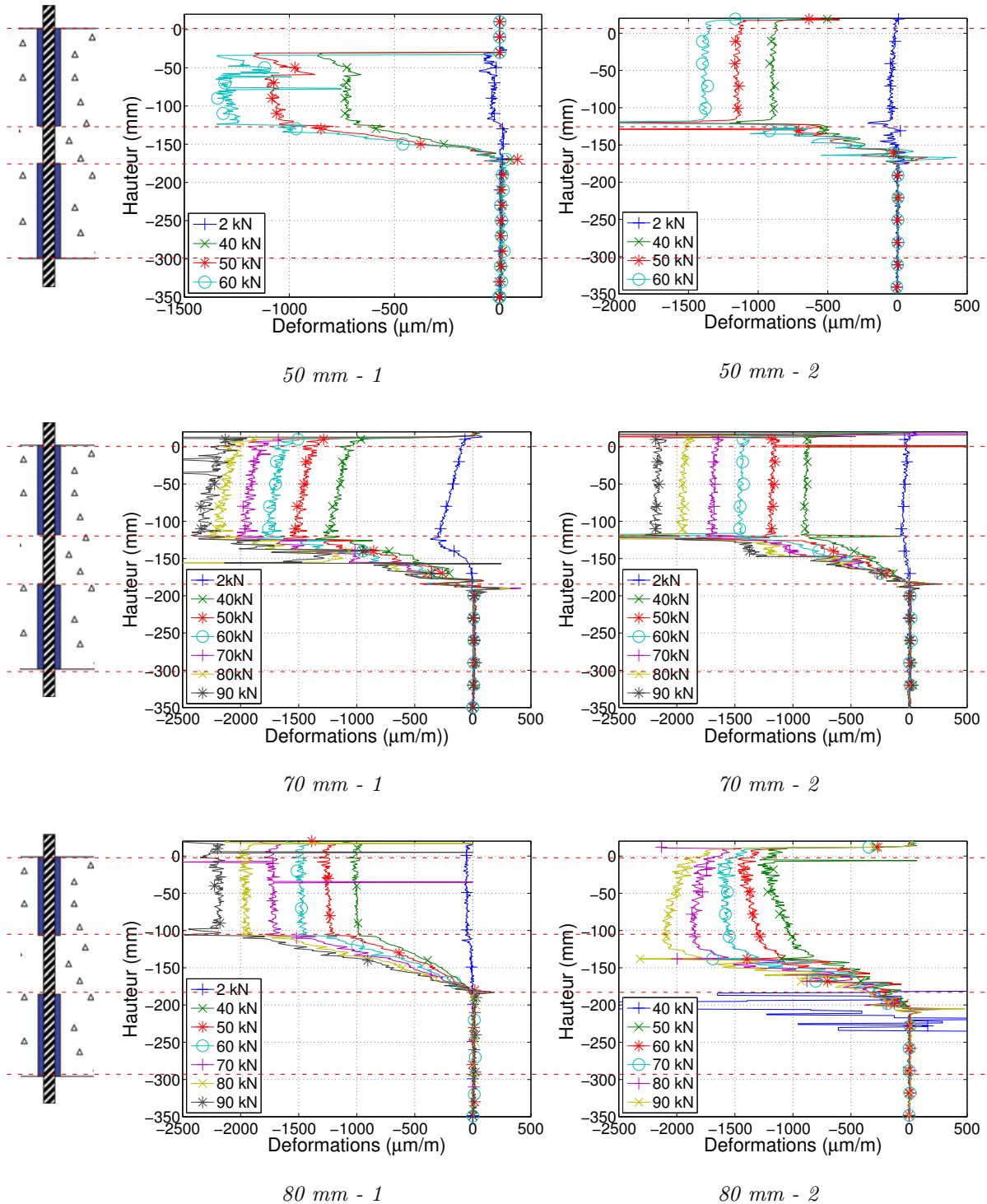


FIGURE 3.9: Mesures par fibres optiques des déformations de l'acier

d'interface, la mesure réalisée lors du premier palier correspond clairement à un bruit et ne s'apparente pas du tout à des déformations de l'acier. Toutefois, cette anomalie n'empêche pas de réaliser des mesures correctes aux paliers suivants.

Afin de simplifier l'étude, l'analyse sera réalisée seulement sur une éprouvette. Celle qui nous paraît la plus représentative des comportements observés et avec une bonne qualité de mesures est la n°1 de 80 mm de longueur d'interface. L'étude des déformations dans le béton sera donc également menée avec cette éprouvette. Les mesures réalisées par les fibres optiques (dans l'acier et le béton) des autres éprouvettes sont rassemblées en annexes B, C et D.

Il convient également de noter que la rupture de cette éprouvette est probablement due à un flambement plastique (cf. chapitre 4) et non à un glissement de l'interface. Ainsi, les faciès post-mortem observés correspondent à la deuxième phase de comportement de l'interface (bielles de compression) et non à la troisième phase (glissement de l'armature).

### 3.2.1 Mesures des déformations locales de l'acier

L'analyse des déformations de l'acier lors des paliers enveloppe, c'est-à-dire sans prendre en compte les paliers lors des cycles de charge-décharge (cf. figure 3.10), permet de séparer le profil en trois zones :

- Entre +20 et -110 mm de profondeur (correspondant à la portion d'acier chargé) : les déformations sont homogènes le long de l'acier. Avec un diamètre d'acier de 16 mm et un module d'Young de 200 GPa, on retrouve à partir de ces déformations l'effort appliqué.
- Entre -110 et -190 mm de profondeur (correspondant à l'interface) : on observe une diminution des déformations jusqu'à atteindre une déformation nulle. Ce gradient traduit le transfert d'efforts vers le béton. Le profil des déformations n'est pas linéaire.
- A -190 mm de profondeur, i.e. à l'extrémité inférieure de l'interface, un pic en déformation de traction est observé continuellement lors de l'essai. La fonction de convolution de la fibre optique dans l'acier correspondant à un Dirac, la déformation de l'acier et de la fibre optique sont égales et le pic correspond donc à la présence d'une déformation dans l'acier étalée sur quelques millimètres de longueur. Cette déformation peut être reliée à un artefact de mesure lors du changement de milieu de l'armature (de la mousse au béton).
- Entre -190 et -350 mm de profondeur (correspondant à l'acier déchargé) : les déformations sont homogènes et nulles le long de l'acier.

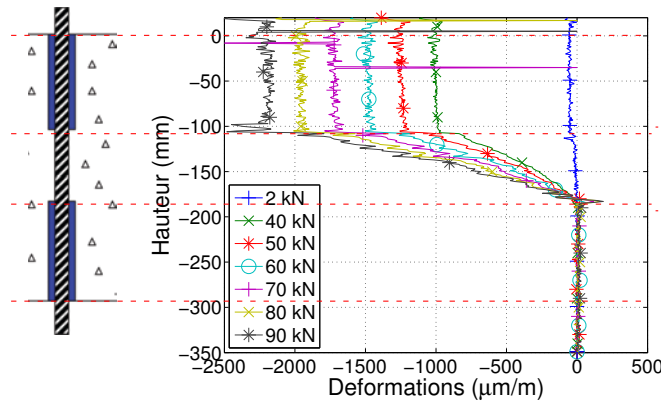


FIGURE 3.10: Fibres optiques dans l'acier, paliers enveloppe

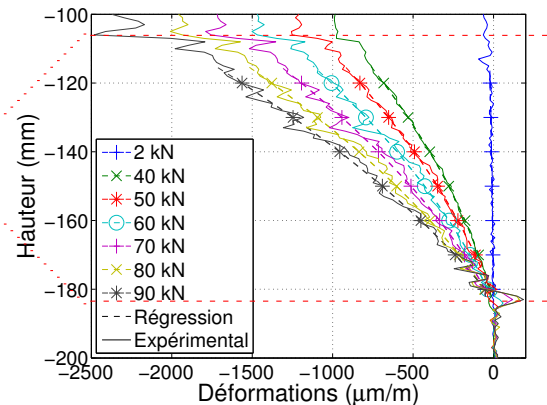


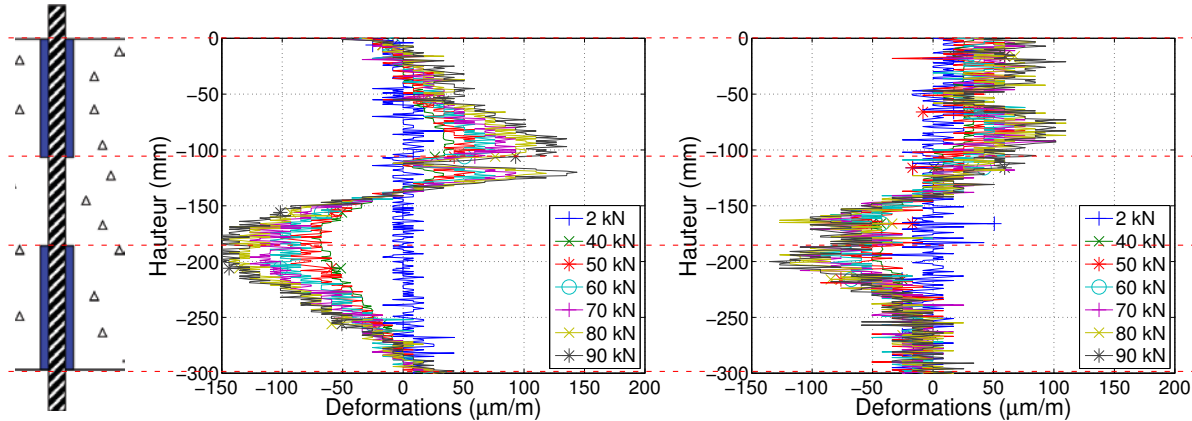
FIGURE 3.11: Régressions quadratiques, paliers enveloppe

Au vu de l'évolution des déformations le long de l'interface, ainsi que de la présence d'un léger bruit, on cherche à représenter les mesures réalisées par une fonction polynomiale. Une régression linéaire ne correspond pas aux profils, alors qu'une régression quadratique est suffisante pour épouser les déformations mesurées (cf. figure 3.11). Cette régression ne prend pas en compte le pic local observé à l'extrémité inférieure de l'interface. On peut donc conclure que le profil des déformations le long de l'interface n'est pas linéaire.

### 3.2.2 Mesures des déformations locales du béton

Parallèlement aux déformations mesurées dans l'acier, les mesures réalisées expérimentalement par les fibres optiques du béton à 15 mm et à 8 mm de l'armature (cf. figure 3.12) peuvent être séparées en trois zones distinctes suivant la répartition des efforts dans l'éprouvette :

- Entre 0 et -110 mm, correspondant a priori au béton déchargé : les fibres optiques mesurent une déformation en traction.
- Entre -110 et -190 mm, correspondant à l'interface : au fur et à mesure que la profondeur augmente, les déformations des fibres optiques diminuent et deviennent négatives jusqu'à une profondeur de -160 mm. Au-delà, les déformations semblent constantes tout en restant négatives.
- Entre -190 et -300 mm, correspondant a priori à la zone de béton chargé : les déformations, d'abord constantes, diminuent jusqu'à zéro.

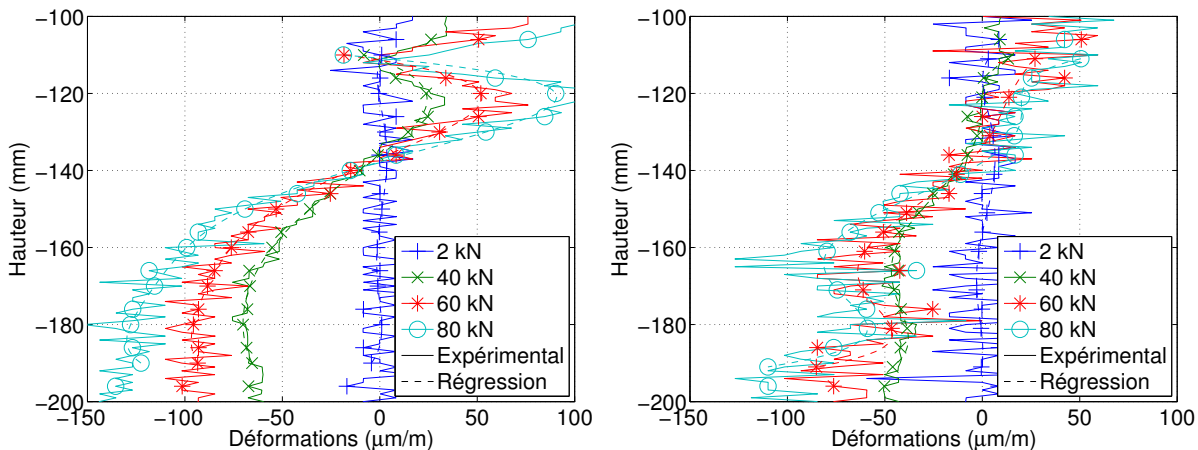


Fibre optique à 15 mm de l'armature

Fibre optique à 8 mm de l'armature

FIGURE 3.12: Déformations des fibres optiques du béton, paliers enveloppe

De même que pour les fibres optiques dans l'acier, une régression polynomiale est réalisée sur les mesures au niveau de l'interface. De fait de la présence d'un bruit important sur les mesures, ainsi que du profil plus complexe des valeurs le long de l'interface, un ordre plus important que celui utilisé pour les déformations de l'acier est nécessaire. Une régression d'ordre 5 a permis de bien approcher les déformations expérimentales. La validité des régressions (en traits pointillés) est vérifiée sur quelques paliers de mesures expérimentales (en traits pleins, cf. figure 3.13).



Fibre optique à 15 mm de l'armature

Fibre optique à 8 mm de l'armature

FIGURE 3.13: Vérification de la validité de la régression polynomiale

Celles-ci permettent de clarifier l'évolution des déformations au cours du chargement (cf. figure 3.14) :

- Les déformations augmentent globalement avec le chargement.

- Les fibres optiques sont en traction dans la partie supérieure du béton. Cette déformation peut être expliquée par le changement d'un état de contraintes dans le béton. En effet, les fibres optiques se situent d'abord dans une zone de béton déchargé puis au niveau de la première bielle de compression. Du fait que le béton déchargé, ancré dans le massif, ne peut pas se déplacer vers le bas, les fibres sont donc localement en traction à la jonction de ces deux zones.
- Au fur et à mesure que l'on descend le long de l'interface, un fort gradient de déformation apparaît puis s'atténue progressivement. Les déformations deviennent alors négatives. Ce gradient traduit le transfert des efforts de l'acier au béton via la liaison acier-béton.
- La variation située autour de -180 mm de profondeur pour la fibre optique à 8 mm de l'armature est probablement liée à l'extraction d'un cône de béton à l'extrémité de l'interface. En effet, du fait de l'étalement des déformations du béton sur les mesures par fibres optiques, cette évolution assez locale de la déformation des fibres optiques correspond à une déformation localement infinie dans le béton, caractérisant la présence d'une fissuration. Ceci a pu être constaté de visu sur les faciès post-mortem (cf. figure 3.15). Ce cône de béton correspond à la portion de béton déchargé situé sous la dernière bielle de compression. Aucune autre bielle ne peut se développer à cet endroit puisqu'elle devrait traverser la mousse pour transférer des efforts au béton avec un angle à  $30^\circ$ . Cette fissuration se forme donc bien avant le pic en effort. Les autres fissurations observées sur cet échantillon sont issues de plans de sciage et non de fissuration lors de l'essai.

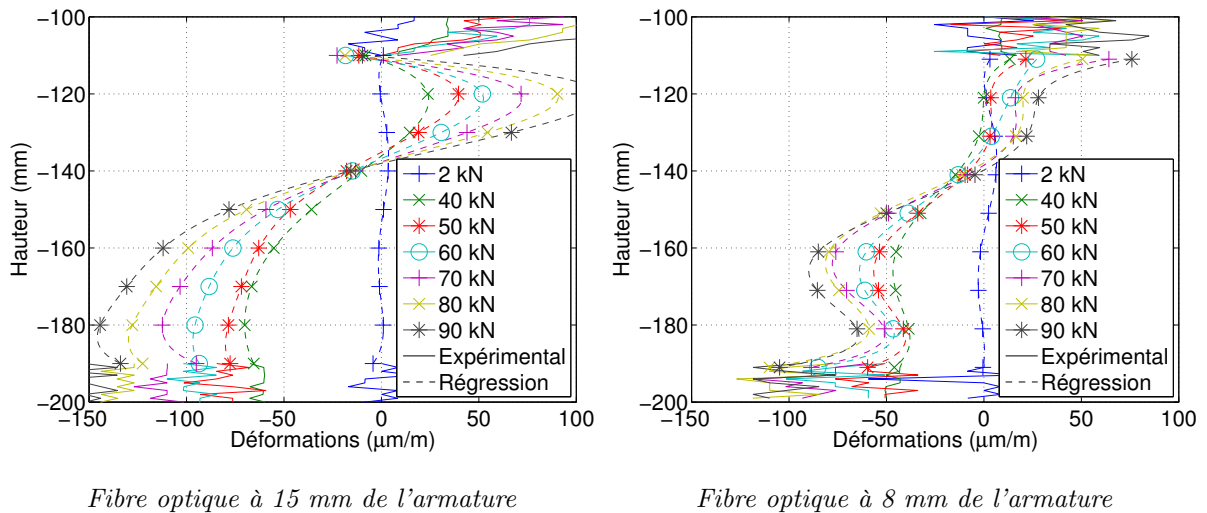


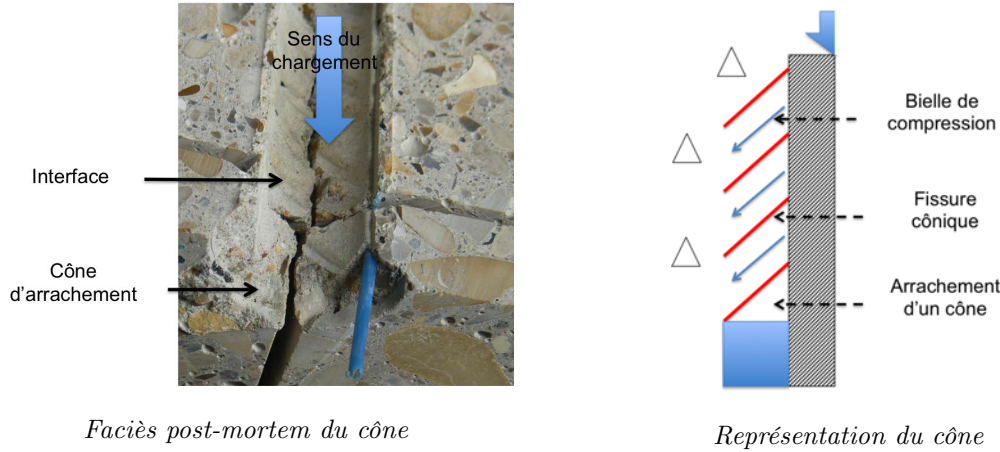
FIGURE 3.14: Régression polynomiale des déformations

Les déformations expérimentales de la fibre optique accolée à la barre d'acier sont très différentes de celles des autres fibres optiques du béton (cf. figure 3.16). L'interface est nettement délimitée par deux pics en traction, que ce soit pour les paliers enveloppe ou les paliers à 2 kN :

- à -115 mm de profondeur : ce pic peut s'expliquer par le changement de milieu caractérisé par une traction locale.
- à -185 mm de profondeur : ce pic peut également s'expliquer par la formation du cône de béton observé sur les faciès post-mortem explicité précédemment.

La fissuration du cône induit localement une déformation infinie dans le béton, qui peut être représentée par un Dirac. Le profil des déformations de la fibre optique autour de ce pic correspond donc à la fonction de convolution, c'est-à-dire à une décroissance exponentielle. Celle-ci peut être observée et s'étale sur environ 10 centimètres de longueur de fibre, entre -150 et -250 mm de profondeur. Or la fonction de convolution définie par Hénault *et al.* [2012] au §2.2.2 est définie par un paramètre  $A$  égal à  $\frac{1}{5cm}$ , ce qui correspond donc à un étalement du pic à sa base

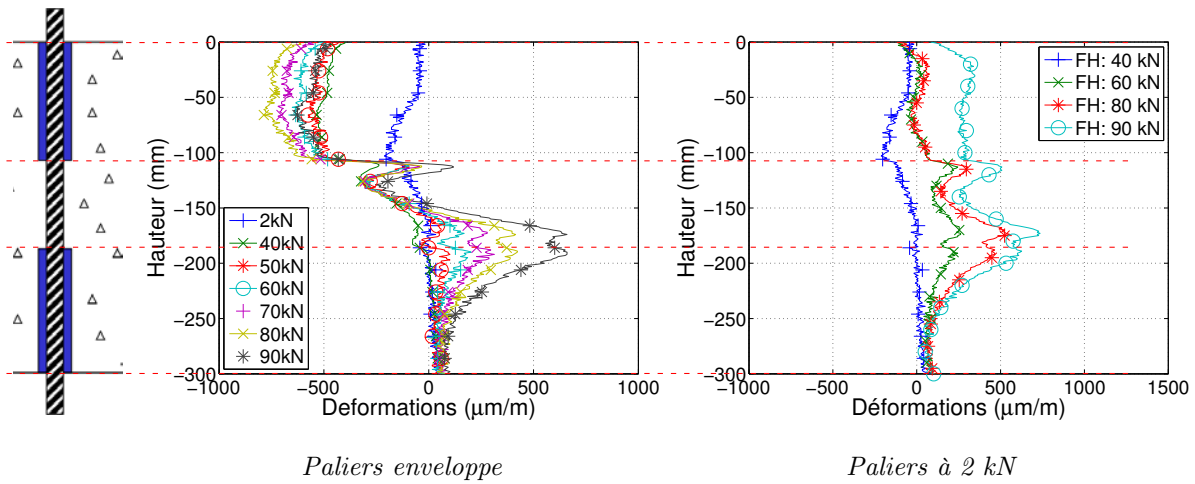




Faciès post-mortem du cône

Représentation du cône

FIGURE 3.15: Cône d'extraction à l'extrémité inférieure de l'interface



Paliers enveloppe

Paliers à 2 kN

FIGURE 3.16: Déformations de la fibre optique accolée à l'armature

sur environ 20 cm (cf. figure 2.11). L'étalement observé expérimentalement semble donc deux fois plus faible que celui attendu. Ceci correspond alors à un paramètre  $A$  égal à  $\frac{1}{2.5cm}$  au lieu de  $\frac{1}{5cm}$ . Si ce phénomène est confirmé, cela signifie que les déformations sont moins étalées que prévu, ce qui rend les profils de déformations mesurés plus proches de la réalité. A contrario, les simulations numériques ont été réalisées à partir du modèle numérique (cf. §3.4.1 en tenant compte de la fonction proposée par Hénault *et al.* [2012]. Si celle-ci ne s'avère pas correcte, des décalages risquent d'être observés lors des comparaisons entre simulation numérique et résultats expérimentaux. Il n'a cependant pas été possible d'étudier ce décalage.

Afin de pouvoir étudier les déformations sans l'influence de ce pic, le différentiel entre les mesures des paliers enveloppe et des paliers à 2 kN est calculé lorsque cela est possible (cf. figure 3.17). Les déformations élastiques résultant d'une décharge de l'éprouvette lors d'un cycle sont ainsi étudiées. En comparant ces déformations d'un cycle de charge-décharge à un autre, il est possible d'étudier les variations des déformations élastiques du béton résultant d'un comportement non-linéaire de l'interface. Cette opération permet effectivement d'éliminer totalement le pic à l'extrémité inférieure de l'éprouvette, sans induire de déformation de compression supplémentaire. Le pic est bien lié à une déformation irréversible en traction qui augmente avec la force historique mais reste constante lors d'un cycle de charge-décharge. Cette description correspond à

la présence d'une fissure : les mesures caractérisent ainsi la formation d'une fissure parallèlement aux bielles de compression, correspondant au cône d'extraction du béton évoqué précédemment. A contrario, le pic à l'extrémité supérieure de l'éprouvette est toujours présent, bien que moins marqué. Ceci montre que les déformations évoluent au cours d'un cycle de charge - décharge élastique. Ceci vient confirmer l'hypothèse émise précédemment de la présence d'une déformation de traction à l'extrémité supérieure de l'interface.

L'étude du profil des déformations le long de l'interface montre une similitude avec le profil des déformations dans l'acier (élevées puis diminuant) et au contraire une évolution inverse à celles des déformations des autres fibres optiques dans le béton (nulles ou faibles, puis augmentant). Il convient de rappeler que, les faciès post-mortem ayant montré que la fibre optique était bien noyée dans le béton au niveau de l'interface, les mesures réalisées sont liées aux déformations du béton et non de l'acier.

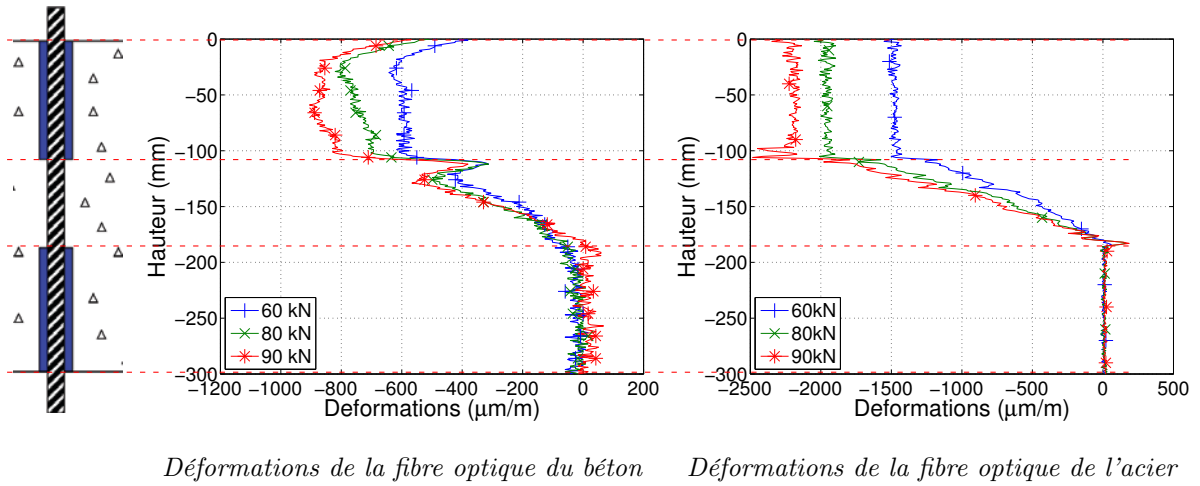


FIGURE 3.17: Déformations élastiques de la fibre optique accolée à l'armature, paliers enveloppe

La suite de l'analyse s'appuiera comme précédemment sur une régression polynomiale de degré 5 réalisée sur les profils de déformation au niveau de l'interface (cf. figure 3.18).

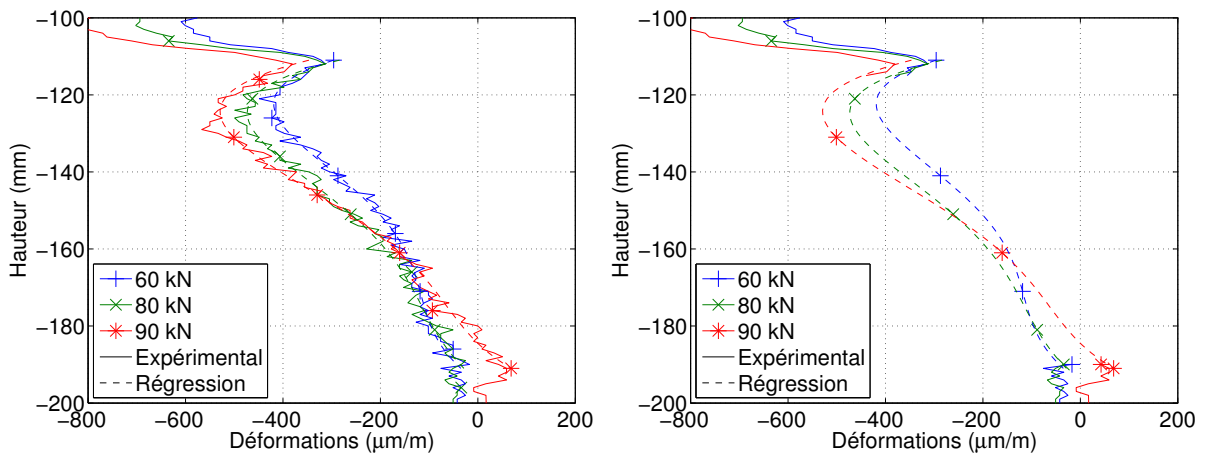


FIGURE 3.18: Régression polynomiale des déformations de la fibre optique accolée

Les mesures réalisées par les trois fibres optiques peuvent être comparées pour un même palier (cf. figure 3.19). Les fibres optiques à distance de l'armature ont des évolutions et des valeurs de déformations (de l'ordre de  $-50 \mu\text{m/m}$ ) semblables entre elles. A contrario, la fibre optique accolée à l'armature subit des déformations bien plus importantes (de l'ordre de  $-500 \mu\text{m/m}$ ),



mais environ trois fois inférieures aux déformations de l'acier (autour de  $-1500 \mu\text{m/m}$ ). Il y a donc un très fort gradient de déformation dans la zone de transfert des efforts au sein du béton. De plus, les déformations de l'acier et de la fibre optique accolée à l'armature ne sont pas égales. Vu l'évolution relativement lisse des déformations, il est certain que la convolution des déformations du béton proche de l'armature ne modifie pas suffisamment les valeurs de déformation pour les diviser par trois. Il y a donc une différence nette entre les déformations de l'acier et celles du béton en contact avec celui-ci. L'hypothèse de déformations égales à l'interface entre l'acier et le béton ne peut plus être justifiée. Cette différence peut s'expliquer par la présence des glissements locaux. On peut néanmoins retenir que l'évolution des déformations du béton proche de l'acier est similaire à celle de l'acier.

Enfin, les profils de déformation des autres fibres situées dans le béton à distance de l'armature sont opposés au profil des fibres optiques de l'acier.

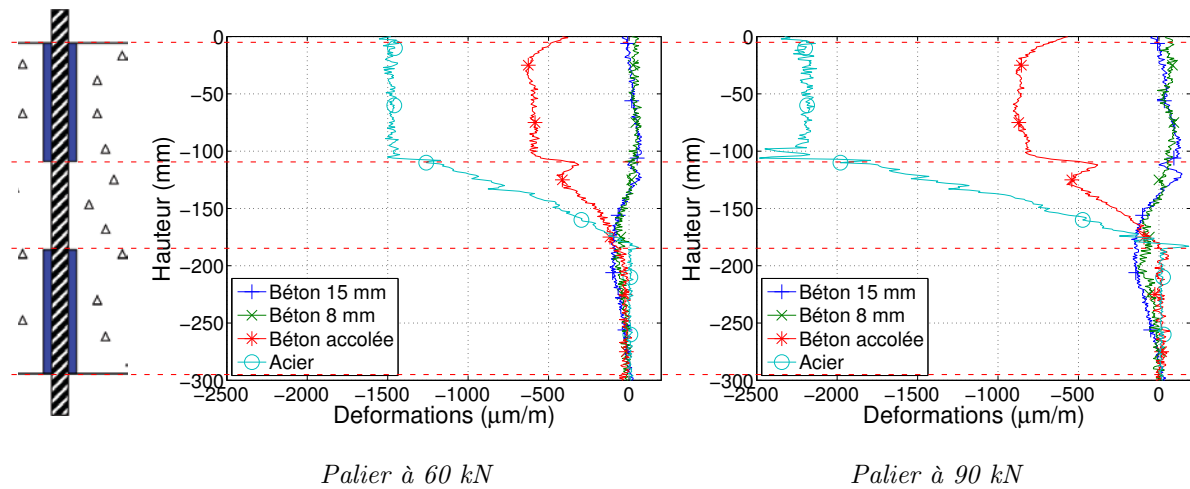


FIGURE 3.19: Déformations des fibres optiques lors d'un même palier

En conclusion, les mesures par fibres optiques retranscrivent l'augmentation des déformations consécutive à l'augmentation du chargement imposé. Les fibres optiques dans le béton à distance de l'armature et les fibres optiques dans l'acier ont des profils opposés, traduisant le transfert des efforts entre l'acier et le béton. La fibre optique accolée à l'armature a un profil de déformations similaire à celui de l'acier, avec toutefois des valeurs environ trois fois moins élevées. Ceci montre que la liaison, d'un point de vue du transfert des efforts, comporte une épaisseur non nulle mais inférieure à 8 mm.

### 3.3 Étude des non-linéarités à effort constant (40 kN)

L'utilisation des paliers à 40 kN permet de comparer des mesures réalisées pour un même effort, mais avec un historique de chargement différent. Ceci permet de détecter les non-linéarités qui se sont développées entre deux cycles de charge-décharge. Puisque toutes les mesures sont réalisées pour un même effort imposé, les différents paliers sont discriminés en fonction de la force historique qui a été préalablement imposée à l'éprouvette.

Les mesures réalisées dans l'acier aux paliers à 40 kN (cf. figure 3.20a) indiquent à nouveau un profil quadratique des déformations, comme pour les paliers enveloppe. La régression quadratique (cf. figure 3.20b) montre toutefois que la courbure des profils varie avec la force historique : au premier palier, le profil est nettement quadratique, puis, la force historique augmentant, les valeurs de déformations augmentent et le profil devient ensuite plus linéaire.

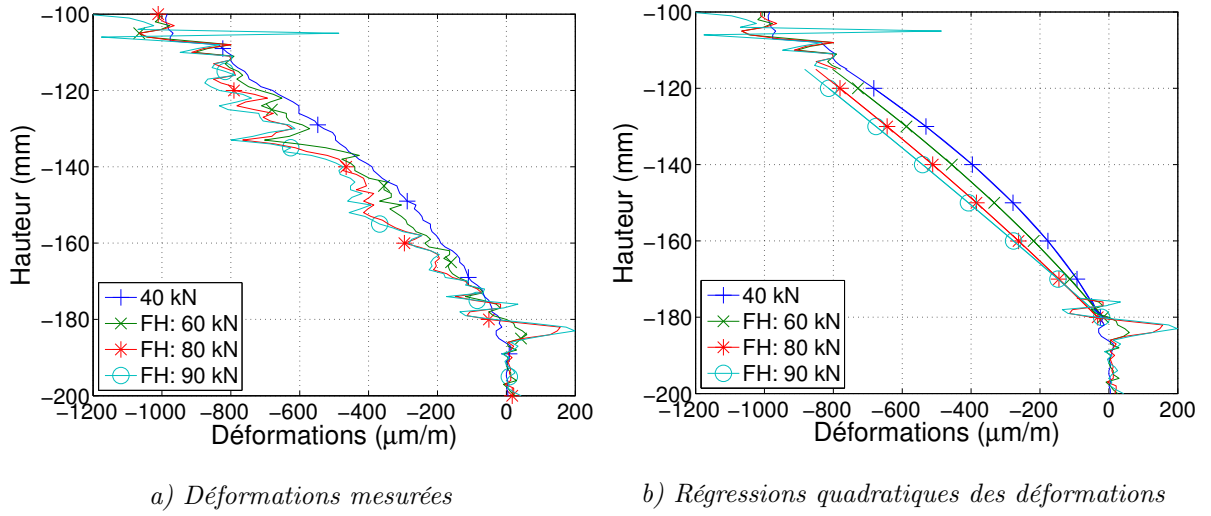
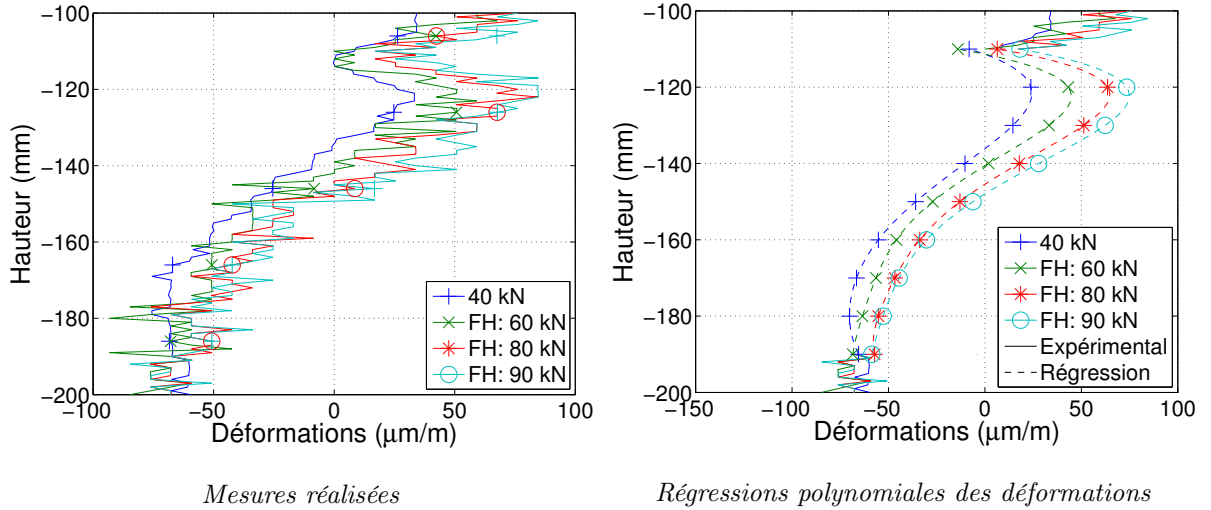


FIGURE 3.20: Déformations des fibres optiques de l'acier, paliers à 40 kN

De même que pour les paliers enveloppe, une régression polynomiale d'ordre 5 est appliquée aux mesures réalisées aux paliers à 40 kN par les fibres optiques dans le béton. On observe pour la fibre à 15 mm (cf. figure 3.21) des profils de déformations similaires à ceux observés pour les paliers enveloppe. On constate également une diminution globalement uniforme des déformations lorsque la force historique augmente, ce qui peut se traduire par l'apparition d'une déformation de traction.

FIGURE 3.21: Déformations des fibres optiques du béton,  
Fibre à 15 mm, paliers à 40 kN

Les mêmes observations peuvent être réalisées pour les régressions polynomiales de déformation de la fibre optique à 8 mm de l'armature (cf. figure 3.22) : profil de déformation similaire entre les paliers enveloppe et à 40 kN, puis apparition d'une déformation homogène de traction au cours du chargement.

De même que précédemment, les régressions des déformations de la fibre optique accolée à l'armature sont réalisées sur les mesures des déformations lors des cycles de charge-décharge (cf. figure 3.23). A nouveau, on observe un profil similaire à ceux des paliers enveloppe et l'apparition de la déformation de traction homogène le long de l'interface.

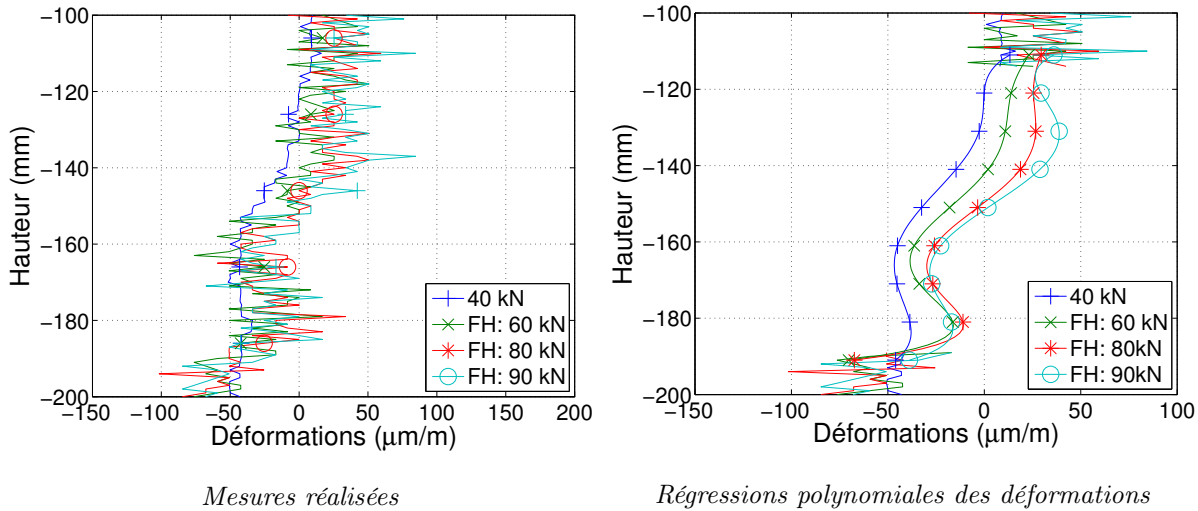


FIGURE 3.22: Déformations des fibres optiques du béton,  
Fibre à 8 mm, paliers à 40 kN

On peut donc conclure qu'une déformation de traction homogène le long de l'interface apparaît. Elle est liée à la force historique et est ressentie par les trois fibres optiques du béton en même temps. Le béton étant élastique, une contrainte de traction se développe donc dans le béton au fur et à mesure que l'effort maximal augmente. Elle vient équilibrer la contrainte de compression qui s'est formée dans l'acier lorsque l'éprouvette est déchargée. Ces deux contraintes proviennent nécessairement d'un frottement entre l'acier et le béton lors des cycles de charge-décharge, empêchant l'armature de revenir à sa position initiale. Plus la force historique augmente, plus le glissement est important et donc les contraintes dans l'acier et le béton également.

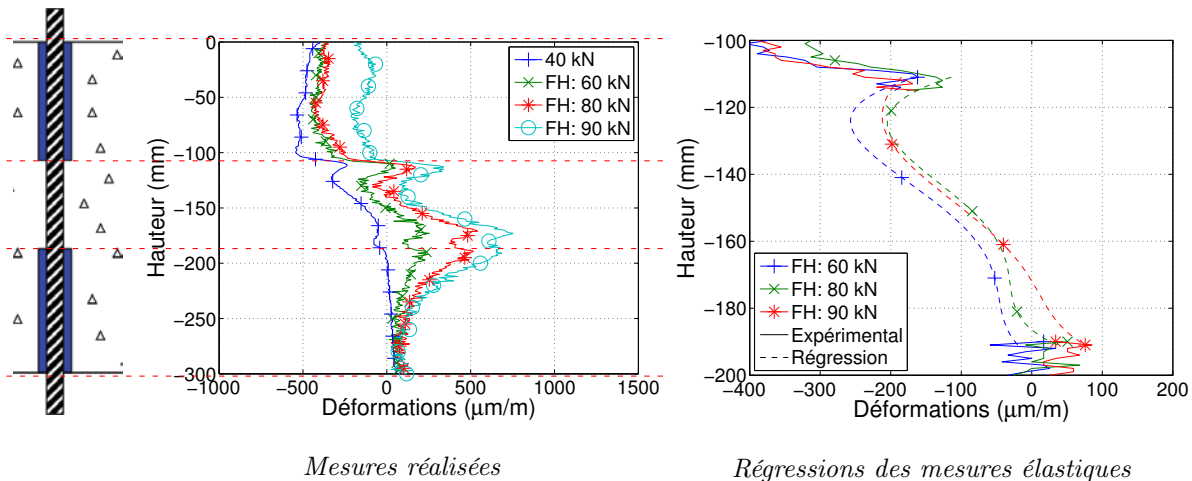


FIGURE 3.23: Déformations des fibres optiques du béton,  
Fibre accolée, paliers à 40 kN

Les déformations des fibres optiques peuvent être comparées pour chaque palier (cf. figure 3.24). On constate à nouveau la présence d'un fort gradient de déformation dans le béton et que les déformations de la fibre optique accolée à l'armature ont un profil plus proche de celles de l'acier que du béton à distance de l'armature. L'hypothèse d'adhérence parfaite ne peut toujours pas être formulée.

En conclusion de l'étude de ces non-linéarités, l'apparition de déformations irréversibles est

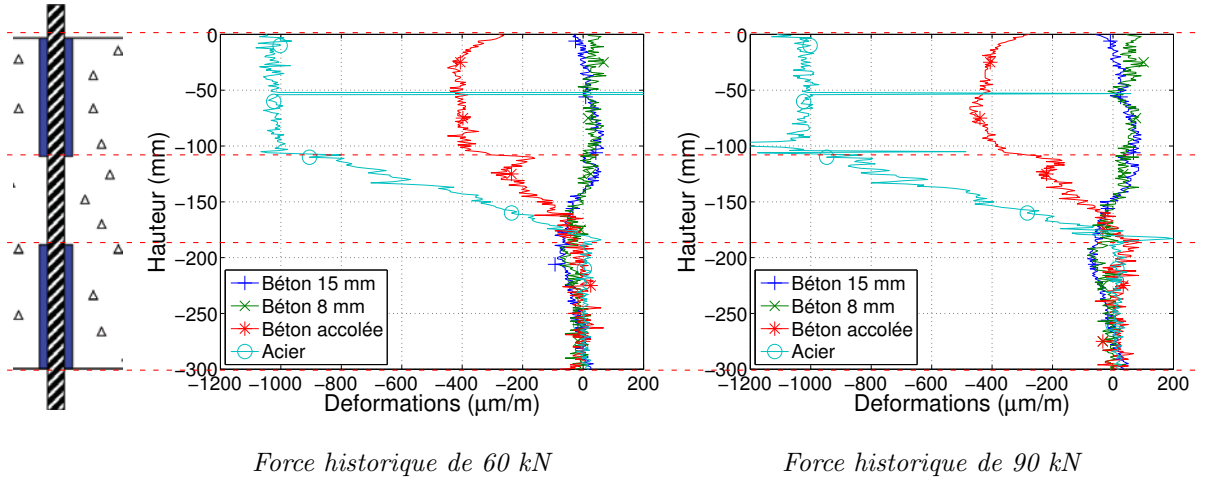


FIGURE 3.24: Déformations des fibres optiques lors d'un même palier

constatée à chargement identique (40 kN), mais à force historique croissante. Ces déformations sont de traction dans l'acier et de compression dans le béton. Elles apparaissent bien avant d'atteindre la rupture de l'éprouvette par quel que mode que ce soit. L'acier et le béton étant dans leur domaine élastique linéaire, ces déformations sont liées au comportement de la liaison. Les contraintes de compression et de traction correspondantes, respectivement dans l'acier et le béton, doivent alors s'équilibrer pour éviter un comportement dynamique de l'éprouvette. Ces phénomènes non-linéaires peuvent être reliés à un frottement entre l'acier et le béton. Lors d'une décharge élastique, il empêche l'armature de revenir à sa position initiale suite à un glissement local de celle-ci dans le béton.

### 3.4 Contributions de la simulation numérique

#### 3.4.1 Modélisation numérique élastique de l'interface

L'abondance de mesures expérimentales réalisées rend intéressant la comparaison de ces données à celles obtenues par une modélisation numérique de l'essai. Pour cela, un modèle d'interface acier-béton est utilisé dans ce chapitre. Celui-ci se base sur un élément fini 2D à quatre nœuds dégénéré (i.e. avec une épaisseur nulle) développé par Ibrahimbegovic et Wilson [1992]. Pour ce chapitre, une loi de comportement élastique est utilisée. En effet, les modèles d'interface font intervenir des phénomènes non-linéaires afin de représenter localement la dégradation des bielles de compression et d'obtenir au niveau global le comportement post-pic adoucissant. Cependant, l'objet d'étude de ce chapitre concerne la deuxième phase de comportement de la liaison qui se situe bien avant le pic. Une modélisation élastique est donc sensée suffire. Celle-ci relie les sauts de déplacement entre l'acier et le béton aux contraintes normales et tangentielles de l'interface. Les relations sont explicitées pour les deux composantes : équation 3.1 dans la direction normale à l'interface et 3.2 dans la direction tangentielle.

$$\sigma_N = K_N ||u|| \quad (3.1)$$

$$\sigma_T = K_T ||v|| \quad (3.2)$$

avec  $||u||$  et  $||v||$  les sauts de déplacement normal et tangentiel entre l'acier et le béton,  $K_N$  et  $K_T$  les modules élastiques normal et tangentiel et enfin  $\sigma_N$  et  $\sigma_T$  les contraintes normale et tangentielle de l'interface.

Un maillage 2D (cf. figure 3.25) est réalisé avec le logiciel Éléments Finis Cast3m (développé par le CEA). Le béton et l'acier sont maillés avec des éléments numériques QUA4 tandis que la liaison acier-béton et la mousse sont représentées par l'élément joint présenté ci-dessus.

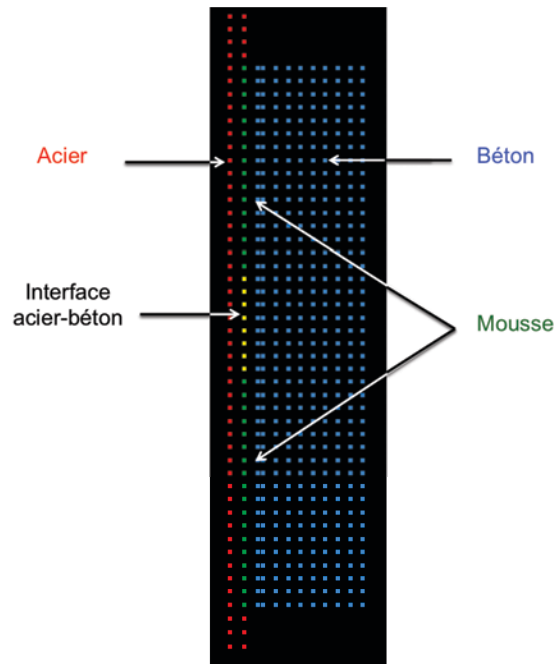


FIGURE 3.25: Maillage Cast3m de la simulation numérique

Les modélisations de l'interface et de la mousse diffèrent de par la valeur des modules : une rigidité très faible est choisie pour représenter la mousse. Ceci, en plus d'être réaliste, a l'avantage de réduire légèrement les forts gradients de contraintes et de déformations qui peuvent être observés à l'extrémité de l'interface, là où les efforts sont introduits dans l'interface puis dans le béton. Les modules sont choisis identiques dans les directions normale et tangentielle.

Concernant les autres matériaux, un modèle élastoplastique avec écrouissage cinématique est choisi pour l'acier en vue de représenter la plastification de l'armature. Afin de modéliser une rupture par éclatement ou par fendage du béton, un modèle de comportement du béton de type endommagement de Mazars [1984] aurait pu être choisi. Cependant, ce type de modèle sous-estime fortement la résistance en cisaillement du béton. L'utilisation d'une telle loi de comportement peut donc mener à un comportement différent de celui observé lors de nos essais, avec notamment l'apparition d'un endommagement du béton en cisaillement à proximité de l'interface mais hors de l'élément joint. L'objectif étant surtout d'étudier le comportement de l'interface et non celui du béton, un modèle élastique linéaire est finalement préféré.

Les paramètres des modélisations sont récapitulés tableau 3.1 pour les comportements d'éléments 2D (acier et béton) et 1D (liaison acier-béton et mousse). Les conditions aux limites consistent à encasturer l'arase inférieure du béton afin de représenter exactement l'appui de la bague d'aluminium. Le trou cylindrique réalisé en son centre ayant un diamètre de 40 mm, les conditions aux limites ont été adaptées afin de reproduire cette section où aucun effort n'est introduit. Par ailleurs, afin de respecter la symétrie de révolution, la droite correspondant au centre de la barre d'acier est bloquée radialement. Enfin, le déplacement imposé est introduit sur toute l'arase supérieure de l'armature. Le calcul axisymétrique est réalisé par le logiciel Éléments Finis *Code\_Aster*® dans lequel l'élément joint a été implanté au cours de cette thèse.

Au niveau global, l'effort et le déplacement sont relevés en tête et en pied de l'interface. On

Matériau	Unité	Acier	Béton
Module d'Young	GPa	200	15-35
Coefficient de Poisson	s.u.	0.3	0.2
Limite élastique	MPa	500	–
Paramètre d'écrouissage cinématique	MPa	1	–

Matériau	Unité	Liaison acier-béton	Mousse
Module normal	MPa.m	$42.10^3$	$10.10^{-3}$
Module tangent	MPa.m	$42.10^3$	$10.10^{-3}$

TABLE 3.1: Paramètres des modélisations numériques des différents matériaux

soustrait ensuite aux déplacements récupérés les déplacements issus des contraintes moyennes de l'acier, du béton et de l'aluminium chargés sur leur section respective (cf. §2.1). Au niveau local, les déformations sont relevées dans le béton et l'acier aux emplacements exacts des fibres optiques. La fonction de transfert au sein de l'acier étant un Dirac, les déformations numériques de l'acier et expérimentales des fibres optiques dans l'acier peuvent immédiatement être comparées.

A contrario, le produit de convolution du béton fait que les déformations numériques calculées ne correspondent pas exactement aux déformations expérimentales du béton. Or, le logiciel *Code\_Aster*<sup>®</sup> ne permet pas d'insérer des fibres optiques dans la simulation : en effet, aucun modèle mécanique n'est implanté dans le logiciel pour simuler le comportement de ces fibres, ni leur adhérence dans le béton. D'autre part, les simulations numériques se font en 2D axisymétrique, l'inclusion d'une fibre optique filaire n'est donc pas possible dans cette simulation.

Les déformations du béton sont donc relevées à l'emplacement exact des fibres optiques. Il convient ensuite de déterminer le milieu dans lequel les déformations (numériques du béton et expérimentales des fibres optiques) seront comparées. Or, le processus consistant à déconvoluer des mesures expérimentales est très complexe, aucune méthode ne faisant aujourd'hui référence. La comparaison des déformations sera donc réalisée dans les fibres optiques. Pour cela, les déformations calculées numériquement dans le béton à l'emplacement des fibres optiques seront convoluées via la fonction de transfert.

### 3.4.2 Comparaison des déformations numériques et expérimentales

La fonction de transfert de la fibre optique dans l'acier correspondant à un Dirac, les déformations numériques de l'acier et expérimentales des fibres optiques peuvent être directement comparées (cf. figure 3.26). Le profil général des déformations suivant trois zones est retrouvé. Cependant, les déformations numériques sont linéaires le long de l'interface contrairement aux déformations expérimentales.

Cette constatation est également vérifiée pour les paliers à 40 kN (cf. figure 3.27). Cette différence entre calcul numérique élastique et mesures expérimentales est donc directement issue des phénomènes non-linéaires mis en évidence précédemment, à savoir le glissement local entre l'acier et le béton. Le profil des contraintes de cisaillement mesurées par la simulation élastique est donc forcément constant à tout instant du chargement, ce qui implique un profil linéaire des déformations numériques.

Par ailleurs, les déformations relevées numériquement dans le béton aux emplacements des fibres optiques (cf. figure 3.28a) sont ensuite convoluées via la fonction de transfert (cf. figure 3.28b). Cette convolution est réalisée en supposant que le produit de convolution peut s'appliquer à tous les points de mesure de l'éprouvette. Ceci est une hypothèse forte puisque la mousse, qui

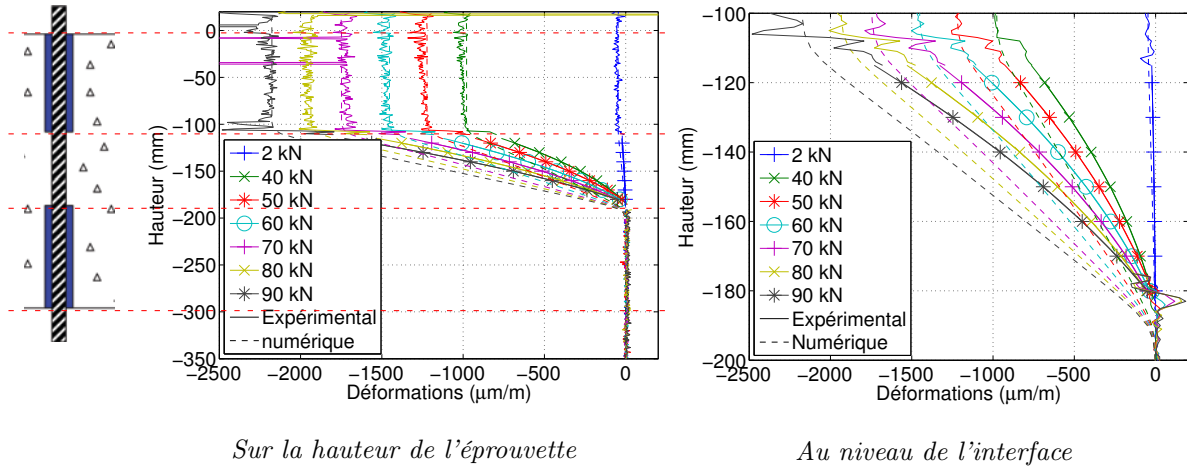


FIGURE 3.26: Comparaison des déformations numériques et expérimentales de l'acier paliers enveloppe

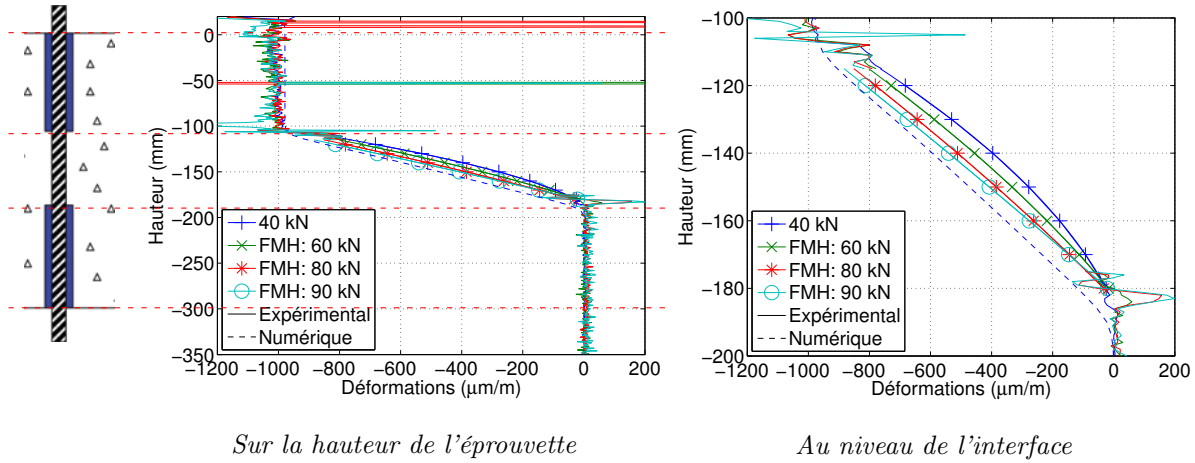


FIGURE 3.27: Comparaison des déformations numériques et expérimentales de l'acier paliers à 40 kN

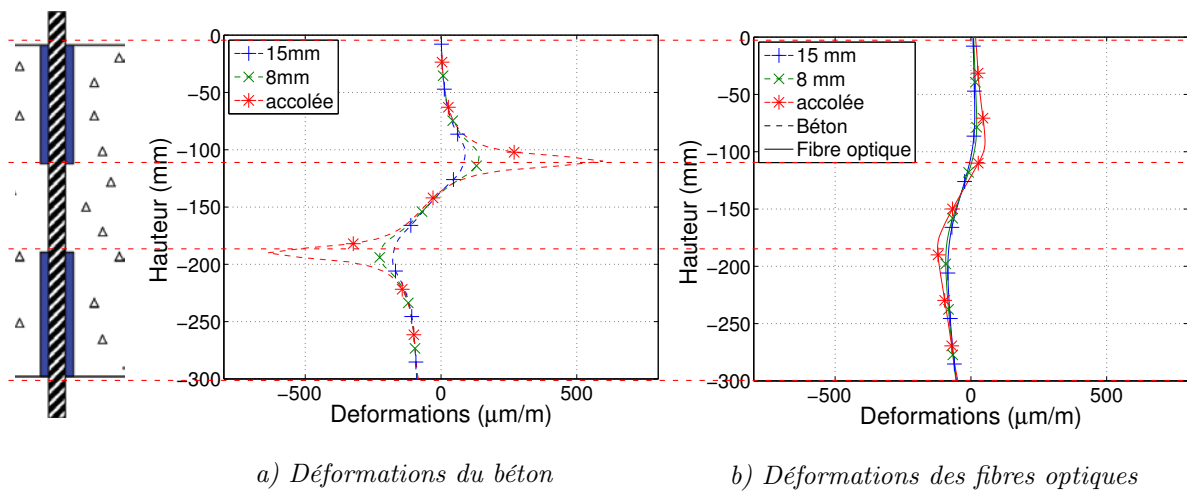


FIGURE 3.28: Déformations numériques dans le béton pour un effort imposé de 60 kN

est un matériau très différent du béton, possède sa propre fonction de convolution. Les mesures obtenues expérimentalement aux extrémités de l'interface ne peuvent donc pas être reliées avec



certitude à l'un ou l'autre des deux matériaux du fait de la proximité du changement de milieu.

Plusieurs observations peuvent être réalisées :

- La convolution des déformations numériques induit un lissage important des évolutions des déformations, notamment des pics observés pour la fibre optique accolée à l'armature.
- Les déformations dans le béton ont des profils similaires pour les trois fibres optiques. Du fait de la présence de la mousse, seule la partie correspondant à l'interface est étudiée, où les profils peuvent être découpés en deux parties :
  - Une première partie (entre -125 et -140 mm) à déformation de traction.
  - Une deuxième partie (entre -140 et -175 mm) à déformation de compression.
- Les déformations montrent des différences notables de valeurs aux extrémités de l'interface, c'est-à-dire à -110 mm et -190 mm de profondeur. La déformation numérique du béton proche de l'armature exhibe dans les deux cas un pic prononcé. Celui-ci est observé dans une moindre mesure pour les fibres optiques à distance de l'armature. Ces pics peuvent s'expliquer par le changement de matériau (de l'interface acier-béton à la mousse).

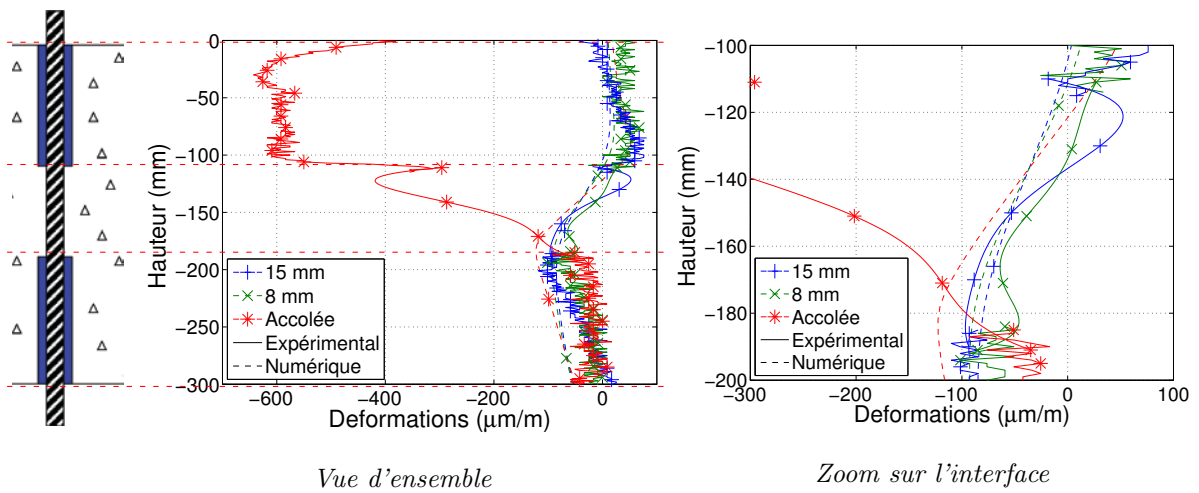


FIGURE 3.29: Comparaison des déformations numériques et expérimentales des fibres optiques du béton, palier à 60 kN

On dispose maintenant de déformations numériques et expérimentales des fibres optiques qu'il devient possible de comparer (cf. figure 3.29). On constate tout d'abord que, s'agissant des fibres optiques à 15 et à 8 mm de l'armature, la simulation numérique reproduit plutôt fidèlement les profils des mesures expérimentales. On peut cependant relever que les déformations numériques évoluent plus lentement le long de l'interface que les déformations expérimentales. Ceci est à ramener aux déformations de l'acier. En effet, celles-ci diminuent plus rapidement expérimentalement que numériquement. Le transfert des efforts de l'acier dans le béton se fait donc plus rapidement, i.e. sur une longueur plus faible, induisant un gradient de déformations plus important expérimentalement que numériquement. Par ailleurs, la question se pose toujours de savoir si les paramètres de la fonction de convolution identifiés par Hénault *et al.* [2012] sur un essai de type pull-out sont valables dans le cas du push-in. En effet, les ouvertures de fissures dans le béton peuvent être reliés à des profils de déformation dans les fibres optiques avec un étalement sur 5 cm expérimentalement au lieu de 10 cm d'après le paramètre de la fonction. Les valeurs relevées tant expérimentalement que numériquement aux extrémités de l'interface doivent être relativisées. En effet, la fonction de transfert qui est appliquée pour la convolution des déformations est celle correspondant au béton. Or, lorsque l'on s'approche des extrémités de l'interface, les déformations de la mousse impactent sur les mesures via la fonction de convolution. Cette dernière n'est connue ni pour la mousse, ni pour la transition entre mousse et béton. Le calcul des déformations dans la fibre optique n'est donc pas juste à proximité des extrémités



de l'interface. A contrario, à mi-hauteur de l'interface c'est-à-dire loin des conditions de bord, on peut observer une égalité des valeurs numériques et expérimentales pour les fibres optiques à 8 et 15 mm.

La simulation numérique ne reproduit absolument pas les déformations expérimentales de la fibre optique accolée à l'armature. Ceci s'explique par la représentation de l'interface par un élément numérique d'épaisseur nulle, lequel concentre tout le comportement de l'interface. Les mesures expérimentales montrent que cette hypothèse d'épaisseur nulle ne semble pas valable, puisque la fibre optique dans le béton à proximité de l'interface présente des profils de déformations proches de ceux de l'acier. Cette hypothèse est néanmoins utile dans le cas de calculs de grandes structures.

En conclusion, la simulation numérique reproduit partiellement les déformations des fibres optiques de l'acier, les valeurs étant similaires mais le profil néanmoins différent. Les déformations numériques et expérimentales des fibres du béton à distance de l'armature sont comparables. A contrario, les déformations numériques de la fibre optique accolée à l'armature ne correspondent pas du tout aux déformations expérimentales, ce qui s'explique par la nature même de l'élément d'interface choisi. Enfin, les déformations irréversibles observées expérimentalement issues des phénomènes non-linéaires de glissement / frottement ne sont pas reproduits numériquement, puisque le modèle est élastique.

Afin de reproduire plus correctement ce comportement, il faudrait donc développer dans le modèle joint une loi de comportement prenant en compte à la fois un glissement local et des frottements. Toutefois, ce comportement très local engendre des contraintes relativement faibles, il ne nécessite donc pas forcément à notre sens de développements futurs, notamment au vu des phénomènes non-linéaires bien plus conséquents intervenant au pic.

Cette première étude à faible niveau de chargement permet tout de même de valider globalement le modèle numérique. Celui-ci nous permettra par la suite une analyse plus fine des résultats expérimentaux.

### 3.5 Détermination des contraintes locales de cisaillement

Comme explicité au paragraphe 2.2.3, il est possible d'obtenir, grâce aux profils des déformations  $\epsilon_{zz,acier}$  de l'acier, la contrainte locale de cisaillement de l'interface  $\sigma_{rz,int}$  en fonction du diamètre d'acier  $\phi_a$  et du module d'Young de l'acier  $E_a$  (cf. équation 3.3). Les résultats sont comparés à la modélisation numérique, tout d'abord pour les paliers enveloppe (cf. figure 3.30).

$$\sigma_{rz,int}(z) = E_a \frac{\partial \epsilon_{zz,acier}(z)}{\partial z} \cdot \frac{\phi_a}{4} \quad (3.3)$$

Conséquence directe de la régression quadratique des déformations, les contraintes locales de cisaillement déduites de l'expérience sont linéaires le long de l'interface. Il convient de rappeler que la régression quadratique donne une bonne représentation du profil de déformations le long de l'interface. Une concentration des contraintes de cisaillement a donc lieu expérimentalement en tête de l'interface. A contrario, les contraintes locales de cisaillement issues de la modélisation sont à peu près homogènes.

Les valeurs moyennes des contraintes de cisaillement issues des mesures locales et numériques sont également calculées et sont comparées (cf. figure 3.31) à la contrainte nominale de cisaillement  $\sigma_{rz,int,m}$  obtenue suivant l'équation 3.4 à partir de la force totale  $F$ , du diamètre d'acier  $\phi_a$  et de la longueur d'interface  $l_{int}$ .

$$\sigma_{rz,int,m} = \frac{F}{\pi \phi_a l_{int}} \quad (3.4)$$

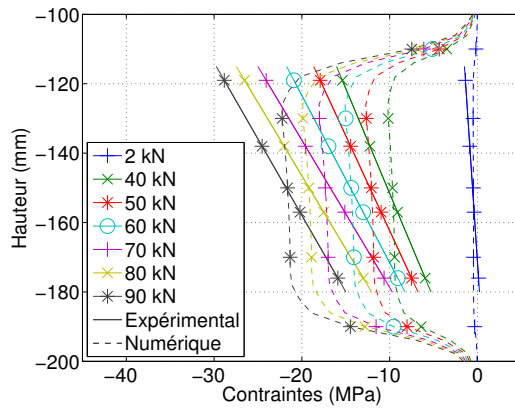


FIGURE 3.30: Contraintes locales de cisaillement

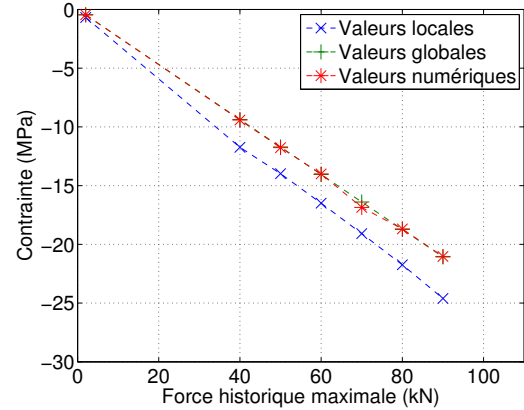
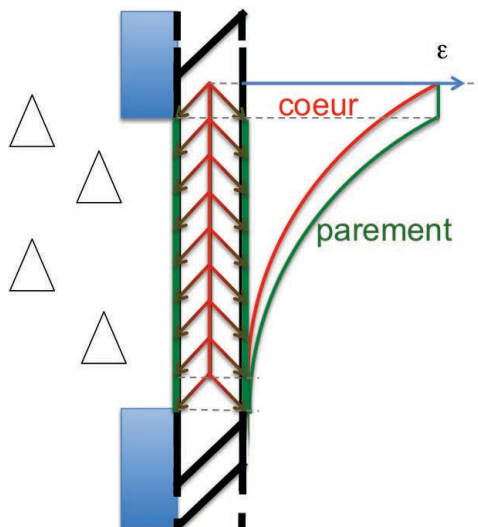


FIGURE 3.31: Contraintes nominales de cisaillement

On constate que les trois contraintes calculées évoluent linéairement jusqu'à des valeurs comprises entre 20 et 25 MPa, mais les valeurs des mesures locales sont supérieures aux mesures globales et numériques. Or, si les contraintes de cisaillement n'équilibraient pas l'effort imposé en tête de l'armature, une réponse dynamique de l'éprouvette serait observée, ce qui n'a pas été le cas. Il faut donc pouvoir expliquer ce décalage.

L'explication peut provenir de l'hypothèse d'homogénéité des contraintes dans une section de l'acier (cf. figure 3.32). En effet, les efforts transitent dans l'acier avec un angle de  $45^\circ$ . Cet effet est généralement négligé car le diamètre d'acier est souvent très petit par rapport aux autres dimensions géométriques. Or, à élévation identique et du fait de ce transfert des efforts, les déformations axiales au centre de l'armature sont inférieures à celles mesurées sur le parement de l'armature, là où les fibres optiques sont positionnées. Les mesures réalisées sur-estiment donc la déformation axiale moyenne de la section d'acier. Cependant, si le profil des déformations axiales était linéaire le long de l'interface, le différentiel de déformation et donc la contrainte de cisaillement serait néanmoins homogène. Or, il s'agit d'un profil quadratique, ce qui implique également une sur-estimation de la contrainte de cisaillement.

FIGURE 3.32: Diffusion à  $45^\circ$  des déformations dans l'acier

Les valeurs des contraintes de cisaillement ainsi obtenues peuvent être étudiées : la contrainte moyenne de cisaillement atteint 20 MPa au palier de 90 kN alors que la contrainte locale au

même palier atteint 30 MPa. Il peut donc y avoir un différentiel important entre la contrainte de cisaillement calculée via l'effort appliqué à l'armature et la contrainte locale réelle de cisaillement.

Le profil des contraintes de cisaillement le long de l'interface et les valeurs moyennes de cisaillement le long de l'interface (cf. figure 3.33) sont à nouveau obtenus pour les paliers à 40 kN. Les valeurs globales et les valeurs numériques sont égales. Par ailleurs, de même que précédemment, les fibres optiques sur-estiment la contrainte de cisaillement, pour les mêmes raisons. On peut également noter que le profil des contraintes de cisaillement le long de l'interface n'évolue pas sensiblement lorsque la force historique augmente.

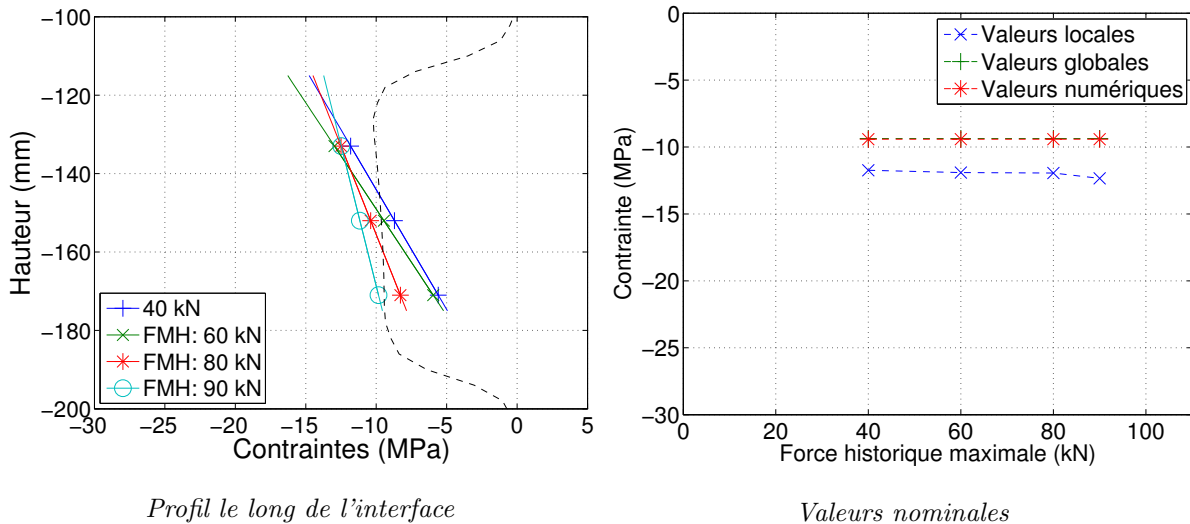


FIGURE 3.33: Contraintes de cisaillement aux paliers de 40 kN

En conclusion, la détermination du cisaillement depuis les mesures locales indique donc que l'effort imposé en tête de l'armature est équilibré par les contraintes de cisaillement le long de l'interface, ce qui permet donc de corroborer les mesures expérimentales. Cependant, cette contrainte n'est pas constante le long de l'interface contrairement à la simulation numérique. Les contraintes de cisaillement sont donc plus élevées à l'extrémité supérieure de l'interface où les efforts sont introduits que ce que n'indique la simulation numérique. Cette différence est la conséquence du frottement entre l'acier et le béton évoquée précédemment.

### 3.6 Conclusions sur la deuxième phase du comportement de l'interface

L'étude du comportement de la liaison dans sa deuxième phase a permis de mettre plusieurs phénomènes en évidence.

Un glissement local de l'armature dans le béton apparaît dès le premier palier de mesure et augmente avec le chargement. Il provient du comportement de la liaison acier-béton car le béton et l'acier sont dans leur domaine de comportement linéaire élastique.

L'observation des faciès post-mortem (cf. figure 3.34) a pu être réalisée sur les éprouvettes avec 80 mm de longueur d'interface n'ayant pas cédé par glissement global de l'armature (cf. chapitre 4). L'interface est donc restée dans la deuxième phase de son comportement. On peut observer des granulats affleurant là où la nervure a été en butée contre le béton. Plus généralement, l'état de surface du béton y est assez irrégulier. A contrario, l'état de surface du béton de l'autre côté de la nervure est lui très lisse.

Ceci conforte la présence de béton compacté au droit des nervures dans le sens du chargement. Cette compaction est localisée au niveau des nervures de l'armature. On peut donc supposer que le glissement local est lié à ce compactage du béton. Une conséquence de ce compactage est la rigidification de l'interface lorsque l'effort augmente qui a été mis en évidence lors des cycles de charge-décharge.

Le fait que le modèle numérique élastique ne reproduise pas ces phénomènes à effort constant (mais à force historique différente) indique qu'il s'agit d'une non-linéarité.

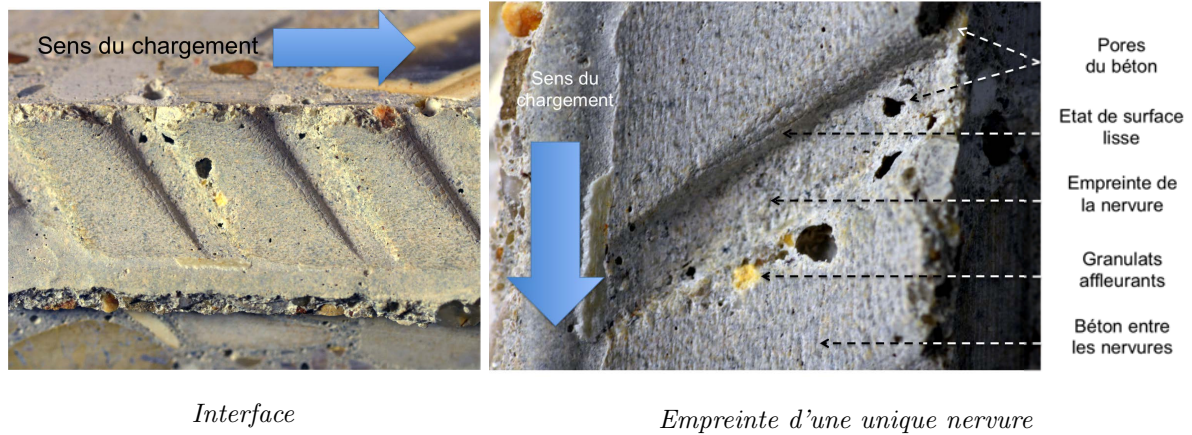


FIGURE 3.34: Faciès post-mortem de l'interface

On constate également que les contraintes de cisaillement ne sont pas uniformes le long de l'interface, tel que l'indique la simulation numérique, mais linéaires. Elles sont donc plus importantes à l'extrémité supérieure de l'interface. La pente de ces profils est constante pour tous les paliers d'efforts étudiés.

Par ailleurs, les déformations de la fibre optique dans le béton accolée à l'armature montrent que leur profil est semblable à celui de l'acier au contact de l'armature. La zone de transfert des efforts de l'acier au béton a donc une épaisseur non négligeable, mais elle reste néanmoins inférieure à 8 mm. En effet, à partir de cette distance, le profil des déformations des fibres optiques dans le béton est totalement inversé par rapport à celui de l'acier et n'évolue plus en s'éloignant de l'armature. Ceci indique que le transfert des efforts de l'acier vers le béton a été intégralement réalisé à cette distance.

Du point de vue numérique, la concentration du comportement de l'interface dans un élément joint implique que le transfert des efforts est en grande partie réalisé dans cet élément. Les éléments numériques de béton en contact avec l'élément joint ont donc un profil de déformations similaire à celui observé par les fibres optiques à 8 et à 15 mm.

Enfin, les déformations des fibres optiques permettent de repérer une fissuration du béton à l'extrémité inférieure de l'armature, liée à l'extraction d'un cône de béton, et un cisaillement à l'extrémité supérieure de l'interface.

Si l'on fait abstraction de ces observations locales, des contraintes élastiques apparaissent dans le béton et l'acier lorsque l'éprouvette est déchargée : le béton est en traction (notamment autour de la fibre accolée à l'armature) et l'acier en compression. Aucun effort n'étant appliqué à l'éprouvette, ces contraintes s'auto-équilibrent nécessairement. Elles augmentent uniquement avec la force historique, mais ne sont pas modifiées lorsque l'effort imposé est inférieur ou égal à celle-ci.



---

## Chapitre 4

---

# Modes de rupture alternatifs

---

Ce chapitre décrit et analyse les modes de rupture alternatifs de l'éprouvette de béton armé, c'est-à-dire hors glissement global de l'interface. Il est important de bien comprendre les phénomènes à l'œuvre pour être capable de déterminer quand est-ce que ceux-ci sont susceptibles d'apparaître. Généralement, le dimensionnement des structures de béton armé (par exemple selon l' Eurocode 2-1-1 [2005]) va amener à privilégier la plastification de l'armature plutôt que d'être confronté à un glissement global de l'armature, par exemple en augmentant la longueur d'ancrage. De même, la rupture par éclatement du béton est évitée en augmentant l'enrobage de béton afin de mobiliser l'armature jusqu'à sa plastification.

Le chapitre se sépare donc en plusieurs sections correspondant chacune à un des modes de rupture observés et analysés au cours de la thèse : dans un premier temps l'éclatement du béton (§4.1), puis la plastification de l'armature (§4.2). Enfin, une rupture combinée de plusieurs modes sera présentée au §4.3.

### 4.1 Éclatement du béton

Un mode de rupture alternatif fréquemment rencontré dans la littérature se caractérise par l'éclatement du béton. Les essais qui ont conduit à une rupture par éclatement du béton sont récapitulés tableau 4.1. Il s'agit uniquement d'essais comportant une réduction de la hauteur totale de béton, pour lesquels ni mesure du glissement ni mesures par fibres optiques n'ont été réalisées.

Longueur d'interface	Ratio $l_{int}/\phi_a$	Formulation du béton	Nombre d'éprouvettes	Réduction de la hauteur de béton	Fibres optiques
170 mm	10.6	Ceos	1	Oui	Non
120 mm	7.5	Ceos bis	1	Oui	Non
70 mm	4.4	Ceos bis	2	Oui	Non

TABLE 4.1: Récapitulatif des essais ayant conduit à une rupture par éclatement du béton

La rupture est caractérisée par la fissuration de l'éprouvette selon un plan vertical incluant la barre d'acier (cf. figure 4.1). Sur la face inférieure, on peut distinguer l'arrachement d'un cône autour de l'armature. Ce cône est observé très tôt dans tous les essais (cf. chapitre 3) puisque les dernières bielles de compression ne sont pas maintenues. La face supérieure montre le début d'une multifissuration suivant quatre plans longitudinaux, pouvant être reliée aux fortes contraintes de cisaillement en tête de l'interface. Cependant, il a suffi d'une seule fissure se propageant totalement au travers de l'éprouvette pour amener à la ruine de l'éprouvette.



FIGURE 4.1: Faciès de rupture par éclatement du béton pour 170 mm de longueur d'interface

Le sciage en deux de l'éprouvette confirme que le plan est intégralement fissuré (cf. 4.2). Il ressort nettement, par comparaison avec le plan scié, que le plan de fissuration a contourné les granulats. Les nervures de l'armature sont toujours visibles imprimées dans le béton, l'interface n'a globalement pas été endommagée avant ou pendant la rupture. De plus, on observe nettement au milieu l'impression de la génératrice de l'armature, ce qui est le cas pour toutes les éprouvettes. La fissuration a donc lieu en regard des nervures.

Plusieurs phénomènes peuvent expliquer cette dernière observation. Tout d'abord, la zone située en face des nervures est plus sollicitée qu'au niveau des génératrices où aucune bielle de compression ne se développe. Les contraintes de traction y sont donc plus importantes, pouvant déclencher la fissuration. On peut également noter que l'enrobage est légèrement plus faible à cause de l'épaisseur des nervures, diminuant la section sollicitée. Enfin, une rupture au droit des nervures amène à une décohérence dans les plans des génératrices, ce qui est plus aisé que dans le plan des nervures. Il est néanmoins complexe de relier cette rupture à un phénomène en particulier parmi ceux évoqués. Tous cependant participent à l'augmentation des contraintes de traction dans cette section comparée aux autres plans longitudinaux.



FIGURE 4.2: Observation du plan de fissuration après sciage de l'éprouvette de 70 mm de haut

Le comportement en force-déplacement (cf. figure 4.3) confirme la fragilité de la rupture. Cependant, l'essai étant piloté en déplacement imposé, il n'y a pas eu de snap-back caractérisant une rupture dynamique. Ceci explique pourquoi la fissure a eu le temps de contourner les granulats..

La rupture intervient généralement avant d'avoir atteint un franc palier, excepté pour 170 mm de longueur d'interface où nous étions peut-être à la limite avec une rupture par glissement global d'interface. Par ailleurs, on peut constater une certaine dispersion des valeurs, s'expliquant par l'initiation de la rupture au niveau du maillon faible de l'éprouvette. Cette dispersion est cependant à relativiser vu le peu de données à disposition. Les contraintes nominales de cisaillement de l'interface au pic  $\sigma_{rz,int}$  ont été calculées (cf. figure 4.4). On rappelle que ce calcul se fait à partir de la force  $F_{pic}$ , du diamètre d'acier  $\phi_a$  et de la longueur d'interface  $l_{int}$  (cf. équation 4.1).

$$\sigma_{rz,int} = \frac{F_{pic}}{\pi \phi_a l_{int}} \quad (4.1)$$



Les valeurs obtenues sont du même ordre de grandeur que celles observées lors d'un glissement global d'interface (cf. chapitre 5). On est donc très proche de la limite entre les deux modes de rupture. Le même effet d'échelle lié à la longueur d'interface peut également être observé. Il conviendrait de réaliser d'autres essais pour valider le phénomène de façon certaine. Il ne s'agit cependant pas de l'un des objectifs de la thèse.

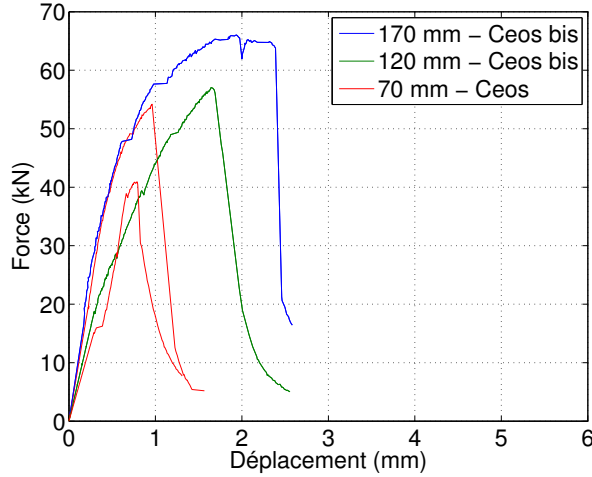
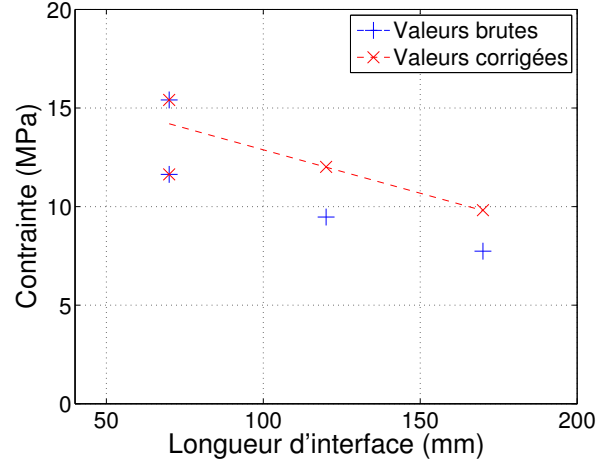


FIGURE 4.3: Évolution force - déplacement

FIGURE 4.4: Contraintes  $\sigma_{rz,int}$ 

L'origine de ce mode de rupture s'explique par la transmission des efforts de l'acier dans le béton. En effet, les bielles de compression inclinées à  $30^\circ$  par rapport à l'axe de la barre ne permettent pas d'équilibrer les efforts transmis par l'acier. La présence d'une contrainte radiale de traction dans le béton est donc nécessaire afin d'assurer l'équilibre statique. Cette contrainte est ensuite redistribuée dans la direction orthoradiale via le coefficient de Poisson. Lorsque cette contrainte orthoradiale de traction atteint localement la limite en traction du béton, une fissuration s'initie dans le plan orthogonal. La section disponible pour reprendre les contraintes orthoradiales de traction étant réduite, la fissuration se propage instantanément dans le plan si l'essai est piloté en effort. La rupture est donc fragile. La présence éventuelle d'un confinement latéral de l'éprouvette (ce qui n'est pas le cas dans nos essais) peut compenser les contraintes de traction et atténuer la fragilité de la rupture. A contrario, le pilotage d'un essai en déplacement (ce qui est le cas de nos essais) permet d'ouvrir progressivement la fissure au fur et à mesure que l'effort repris diminue. La rupture est toujours fragile mais ne s'accompagne pas d'un effet dynamique.

Il est peu aisé de déterminer la contrainte orthoradiale du béton, car elle n'est uniforme ni sur la hauteur ni sur le rayon de l'éprouvette. D'une part, sur une section horizontale de l'éprouvette, les isovaleurs des contraintes radiales correspondent à des cercles centrés sur l'armature. Lorsque l'on s'écarte de l'armature, le rayon du cercle augmente et donc les contraintes radiales et orthoradiales diminuent. D'autre part, il y a un lien direct avec les contraintes transmises de l'acier au béton. Or, l'étude des contraintes de cisaillement chapitre 3 a montré que celles-ci étaient plus importantes en tête qu'en pied de l'interface. La contrainte orthoradiale dans le béton est donc maximale en tête de l'interface à proximité de l'armature. Ceci est corroboré par le faciès de rupture : plusieurs fissures radiales se sont développées en tête de l'interface, se propageant de l'armature vers la face latérale de l'éprouvette. Une seule a traversé l'éprouvette de haut en bas.

En conclusion, la rupture par éclatement du béton est liée à la présence d'une barre d'acier, mais ne peut pas être considérée comme une rupture de l'interface, puisque cette dernière n'est pas endommagée lors des essais. Ce type de rupture a été observé préférentiellement sur les éprouvettes proposant une réduction de la hauteur totale de béton. En effet, pour une hauteur



totale de béton bien supérieure à celle de l'interface (320 mm contre 170, 120 ou 70 mm), la section d'un plan longitudinal de béton est bien plus importante, ce qui réduit d'autant la contrainte orthoradiale de traction qui s'y développe. La rupture par éclatement du béton n'est alors plus prépondérante sur les autres modes de rupture, notamment le glissement global d'interface. Dans le cadre des essais étudiés dans cette section, les valeurs d'efforts au pic montrent que les essais se situent à la limite entre rupture par éclatement du béton et glissement global de l'interface, notamment pour une longueur d'interface de 170 mm.

## 4.2 Plastification de l'armature

La plastification de l'acier se traduit par un écoulement plastique du matériau dans une section horizontale de l'armature. La limite élastique de l'acier, contrainte à partir de laquelle l'écoulement plastique se déclenche, est supérieure ou égale à 500 MPa pour des éprouvettes HA. Le fait que la contrainte soit homogène sur toute la longueur de l'armature au-dessus de l'interface implique que la plastification se développe au niveau d'un défaut local de l'armature. Les éprouvettes concernées par ce mode de rupture sont celles de 320 mm et de 220 mm de longueur d'interface réalisées avec la composition de béton Ceos (cf. tableau 4.2).

Longueur d'interface	Ratio $l_{int}/\phi_a$	Formulation du béton	Nombre d'éprouvettes	Réduction de la hauteur de béton	Fibres optiques
320 mm	20	Ceos	3	Non	Oui (pour deux)
220 mm	13.8	Ceos	2	Non	Non

TABLE 4.2: Récapitulatif des essais menant à une rupture par plastification de l'armature

### 4.2.1 Spécificités de ces essais

Ces essais comportent quelques modifications par rapport aux autres essais présentés dans ce mémoire, relatifs à la disposition des fibres optiques et au chargement appliqué.

La disposition et le processus d'installation des fibres optiques dans l'acier sont identiques à ceux utilisés pour les autres essais. A contrario, la répartition des fibres optiques dans le béton a été modifiée. Le schéma a consisté en un unique câble optique placé dans l'éprouvette selon plusieurs lignes droites reliées par des portions courbes aux extrémités de l'éprouvette (cf. figure 4.5). La verticalité et les changements d'orientation du câble sont assurés par des orifices percés dans des connecteurs en bois (cf. figure 4.6).

Les quatre portions droites des câbles optiques dans le béton sont positionnées aux distances suivantes de l'armature :

- A 10 mm de part et d'autre.
- A 30 mm.
- A 50 mm, à l'opposé de la portion à 30 mm.

Le chargement a également été modifié (cf. figure 4.7). Il s'agit toujours d'un chargement en compression. Cependant, les cycles ne sont pas menés jusqu'à la décharge quasi-complète de l'éprouvette, mais seulement jusqu'à 50 kN sous l'effort de déclenchement du cycle.

L'évolution de l'effort relevé (cf. figure 4.8) montre un fléchissement de l'effort à partir de 80 kN jusqu'à atteindre un palier, correspondant pour toutes les éprouvettes à une force d'environ 114 kN. La simulation numérique est capable de bien reproduire les évolutions décrites ci-dessus. Cependant, l'inflexion observée expérimentalement ne se produit numériquement qu'à partir de

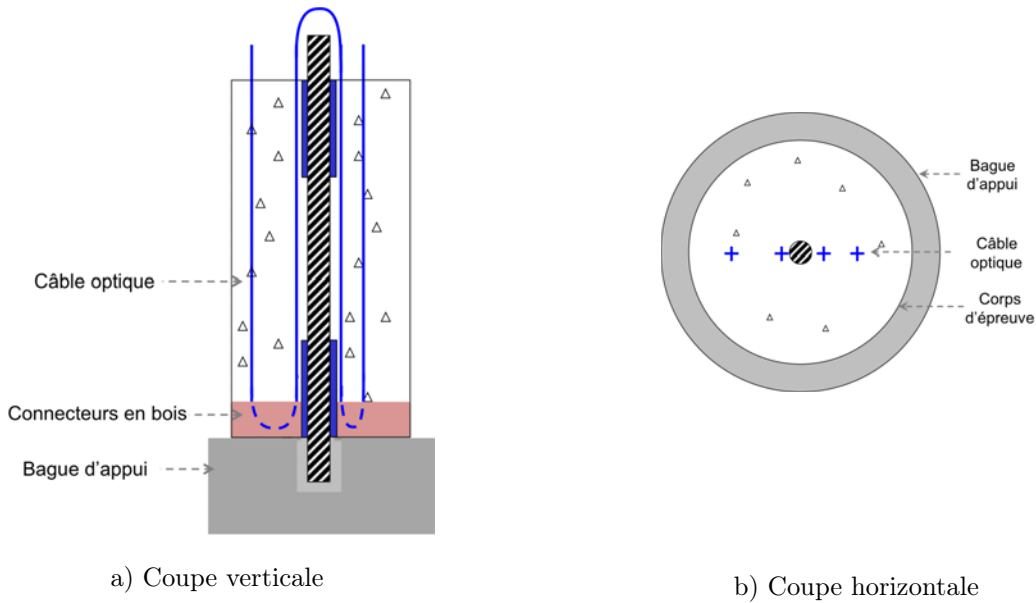


FIGURE 4.5: Disposition des câbles optiques dans le béton



FIGURE 4.6: Connecteurs en bois

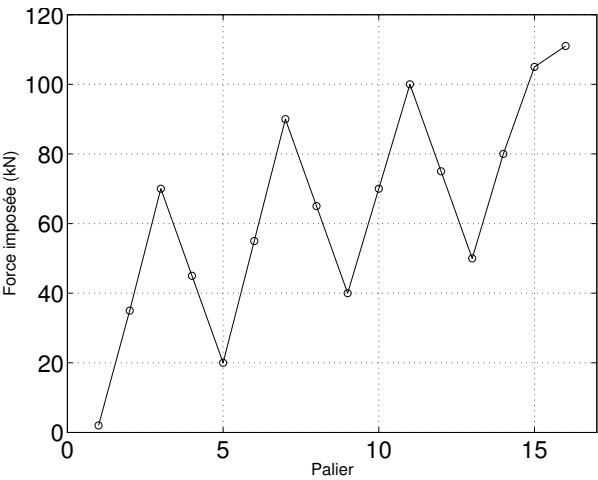


FIGURE 4.7: Chargement spécifique

100 kN.

Ceci peut s'expliquer par un défaut de verticalité des barres d'acier qui a été observée avant les essais. En effet, le banc de coulage ne permettait pas à ce stade d'avancement de la thèse d'obtenir un alignement parfait de l'armature sur l'axe du cylindre de béton. L'extrémité de l'armature n'était alors pas en contact sur toute sa section avec la presse, mais seulement sur une section réduite. Ceci a probablement provoqué une plastification partielle de cette section à un effort total plus faible, menant à cette inflexion plus progressive de la courbe d'effort.

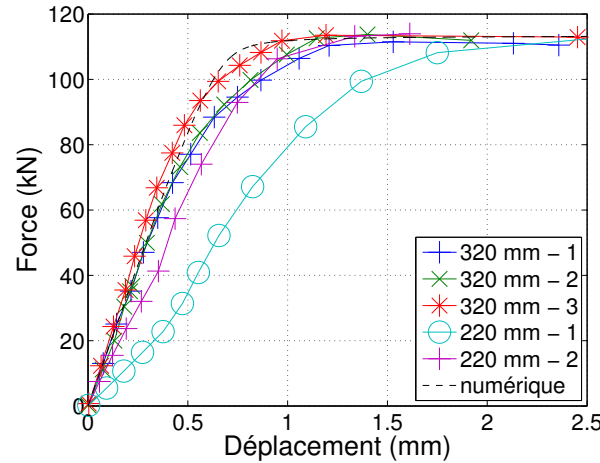


FIGURE 4.8: Évolution force - déplacement

La contrainte de compression dans l'acier  $\sigma_{zz,acier}$  peut être déduite (cf. équation 4.2) de l'effort imposé  $F$  en fonction du diamètre  $\phi_a$  de l'acier.

$$\sigma_{zz,acier} = \frac{4F}{\pi\phi_a^2} \quad (4.2)$$

On peut ainsi constater sur la figure 4.10 que la contrainte atteint un palier autour de 560 MPa, ce qui est légèrement supérieur à la limite élastique d'un acier HA. La rupture a donc bien lieu par plastification de l'armature. Ceci est confirmé par les faciès post-mortem de l'interface (cf. figure 4.9), sur lesquels les empreintes des nervures de la barre dans le béton se découpent très nettement sur toute la hauteur de l'éprouvette. Cet effort au pic correspond également à une contrainte nominale de cisaillement de l'interface d'environ 6,64 et 10,4 MPa pour les éprouvettes de longueur d'interface respectivement égales 320 et 220 mm.

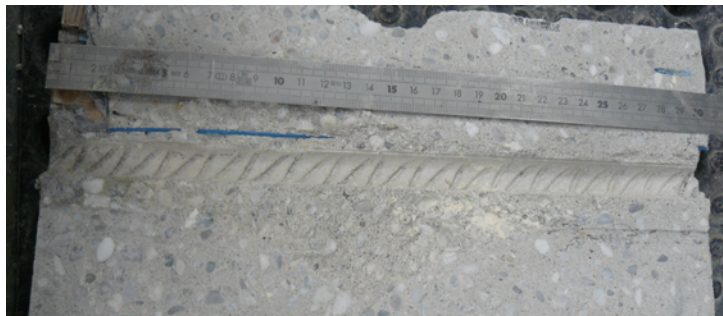


FIGURE 4.9: Faciès post-mortem de l'interface après sciage

Les rigidités des cycles de charge-décharge (cf. figure 4.11) augmentent constamment dans la phase linéaire de comportement de l'éprouvette, conformément aux observations du chapitre 3. A l'approche de la plastification (i.e. au-delà de 90 kN), les valeurs obtenues restent du même ordre de grandeur que lors des cycles dans le domaine linéaire. Néanmoins, le peu de mesures et la dispersion de celles-ci ne permettent pas de dégager une tendance fiable.

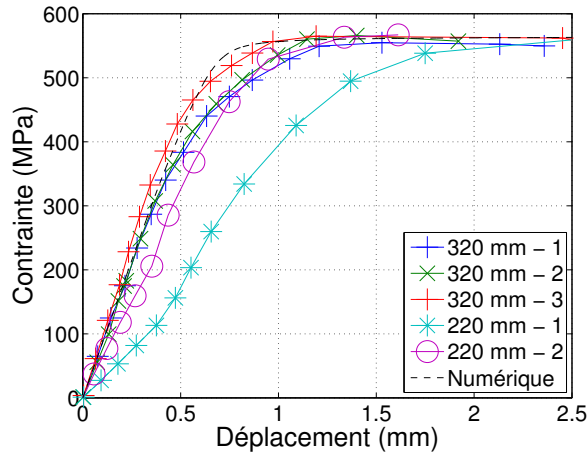


FIGURE 4.10: Courbes enveloppe contrainte-déplacement

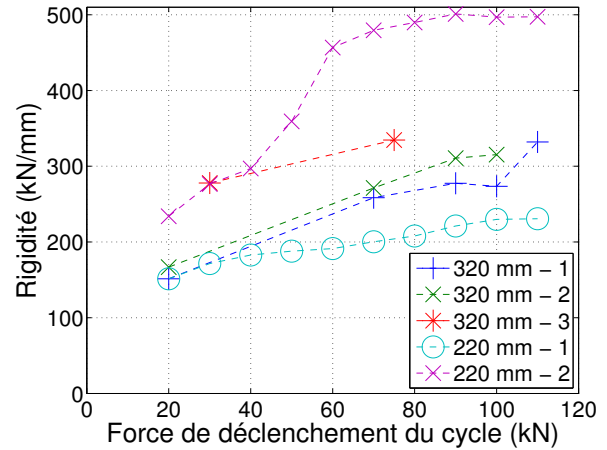


FIGURE 4.11: Évolution des rigidités des cycles de charge-décharge au cours du chargement

Il convient de noter que la plastification des armatures lors de ces essais souligne la résistance de la liaison. Celle-ci a été capable de transmettre les efforts imposés sans céder.

#### 4.2.2 Corrélation avec les mesures par fibres optiques et la simulation numérique

Plusieurs fibres optiques de l'acier n'ont pas été en mesure de donner des mesures exploitables. Ceci provient du fait que la colle autour de la fibre optique dans l'armature était de moins bonne qualité pour ces éprouvettes. En effet, celles-ci furent les premières à être testées au cours de la thèse, et le protocole expérimental d'instrumentation a été amélioré entre-temps. L'étude des déformations dans l'acier et le béton est réalisée respectivement avec les mesures des éprouvettes n°1 et n°2. Cependant, le comportement global (cf. figure 4.8) montre une bonne reproductibilité entre les différents essais, on peut donc supposer que, d'une éprouvette à l'autre, les valeurs des déformations du béton et de l'acier sont proches.

Les mesures réalisées pour les trois derniers paliers de mesure lors de l'essai (cf. figure 4.12) ne sont pas d'une très bonne qualité. On constate cependant que les valeurs de déformations de l'acier lorsque la barre est dans le béton restent inférieures à  $2\,800\ \mu\text{m/m}$ , soit une contrainte de compression de 560 MPa dans l'acier. Lorsque cette déformation est atteinte au dernier palier, les valeurs deviennent alors très erratiques. On suppose que la fibre optique n'est plus en état de mesurer correctement la déformation de l'acier du fait de la plastification de l'armature. Ces observations permettent d'affirmer que la plastification de la barre s'est opérée à l'extérieur du béton, les mesures de déformations de l'acier dans le béton n'ayant pas été impactées par la rupture.

Comme au chapitre 3, une régression polynomiale d'ordre 2 est appliquée aux déformations de l'acier (cf. figure 4.13) et est comparée aux résultats issus de la simulation numérique.

On constate premièrement que les déformations évoluent sensiblement suivant les paliers : le profil est quadratique avant le pic et devient linéaire après. On peut considérer que les déformations expérimentales et numériques sont assez semblables. Cependant, contrairement aux simulations sur des éprouvettes avec une plus petite longueur d'interface, le profil numérique des déformations est cette fois non-linéaire. De plus, il montre au dernier palier une divergence des déformations dans la partie d'acier chargé. Cette zone correspond à la localisation de la plastification, ce qui est confirmé par la visualisation de l'indicateur de plasticité à ce pas de chargement (cf. figure 4.14) : tout l'acier situé au-dessus de l'interface est plastifié. En effet, la simulation numérique ne prend pas de défaut en compte, le critère de plasticité est donc atteint

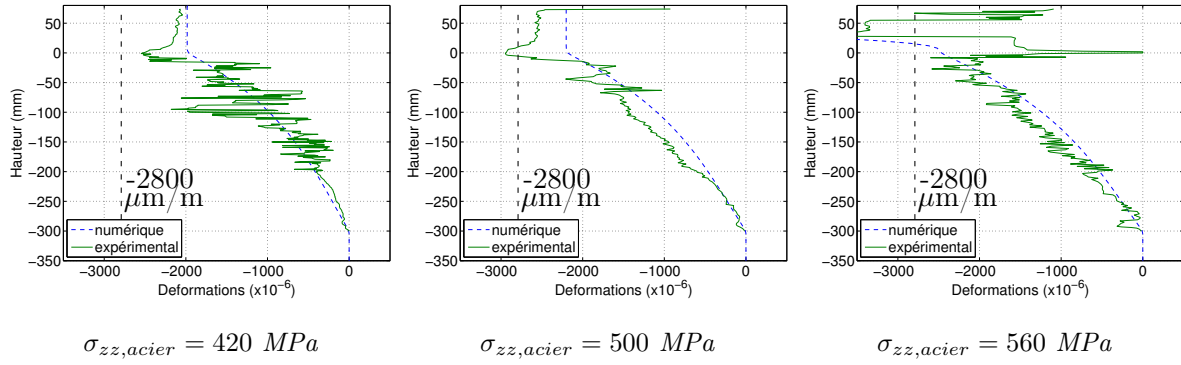


FIGURE 4.12: Mesures par fibres optiques dans l'acier

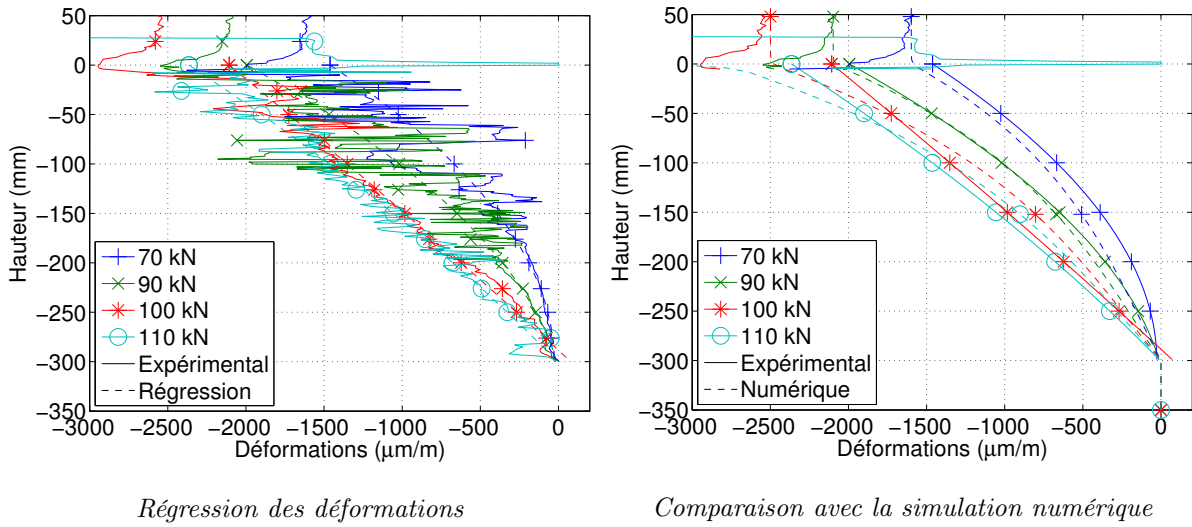


FIGURE 4.13: Déformations expérimentales et numériques de l'acier

simultanément pour tout ces points.

Les contraintes locales de cisaillement sont déduites (cf. figure 4.15) des déformations. On retrouve un profil linéaire du fait de la régression quadratique. La pente des profils à 70 et 90 kN correspond à celles obtenues lors de la phase linéaire (cf. chapitre 3), ce qui n'est pas le cas des paliers à 100 et 110 kN. Cette divergence se confirme lorsque l'on étudie la contrainte nominale de cisaillement : les valeurs numériques, globales (calculées depuis la force appliquée) et locales (obtenues à partir des fibres optiques), sont égales pour les deux premiers paliers, mais divergent pour les deux derniers paliers.

Par ailleurs, les contraintes de cisaillement obtenues numériquement ne sont pas uniformes sur l'interface comme cela était le cas pour des éprouvettes de longueur d'interface plus faibles. Les profils des contraintes semblent quadratiques, impliquant une concentration de contraintes en tête. Ceci indique que le modèle est capable de représenter la non-uniformité des contraintes de cisaillement uniquement à partir d'une certaine longueur d'interface.

Les déformations des fibres optiques du béton sont étudiées pour le palier correspondant à 560 MPa de compression dans l'acier (cf. figure 4.16).

Les mesures expérimentales réalisées par les fibres optiques dans le béton doivent être analysées avec précaution. En effet, on rappelle que le positionnement et la verticalité de ces fibres a été réalisée pour ces essais au moyen de connecteurs en bois de 5 centimètres de haut placés au fond du moule. Leur présence est détectée par les fibres optiques à une profondeur de 250 mm, via l'apparition d'un pic local. Les mesures sont nettement influencées de part et d'autre de ce pic sur une longueur d'environ 10 mm. De plus, les câbles ne sont plus verticaux au-delà

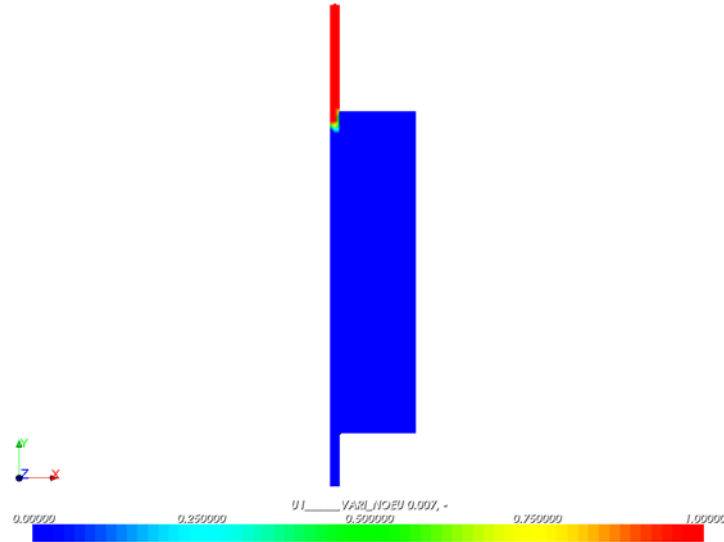


FIGURE 4.14: Simulation numérique : indicateur de plasticité  
(0 pour élastique, 1 pour plastique)

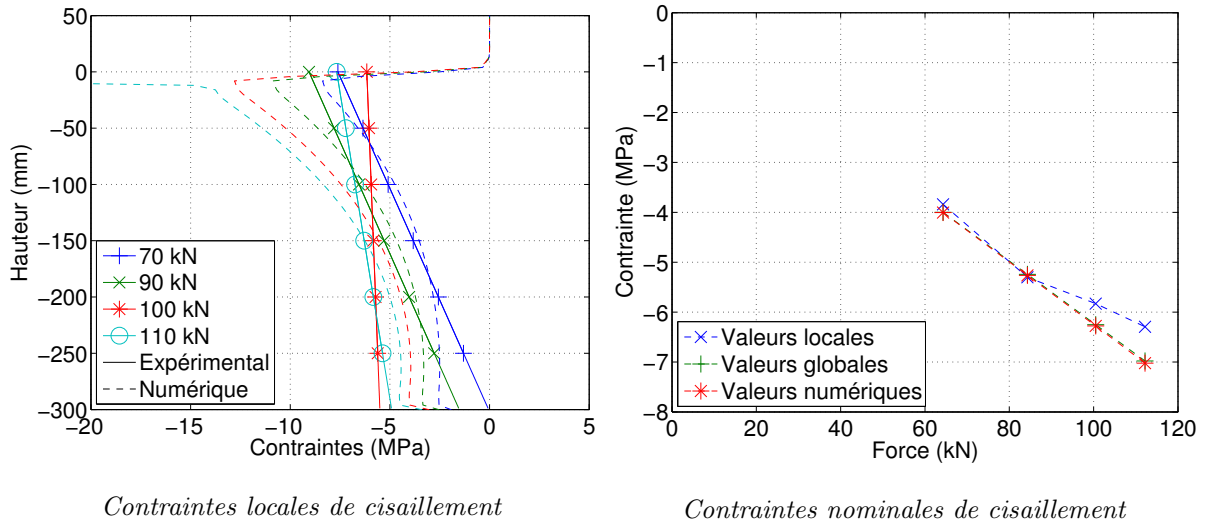


FIGURE 4.15: Contraintes de cisaillement au niveau de l'interface

des connecteurs, les mesures n'y sont donc pas exploitables. Les fibres optiques ne peuvent donc pas déterminer les déformations verticales du béton pour une profondeur supérieure à 240 mm.

Les mesures expérimentales permettent de distinguer deux autres zones caractéristiques :

- Entre 0 et 70 mm de profondeur : on observe un gradient de déformation homogène sur toute la longueur de la zone. Ce gradient traduit le transfert d'efforts depuis l'armature vers le béton.
- Entre 70 et 240 mm de profondeur : les déformations sont globalement constantes. Un équilibre en effort est atteint entre acier et béton, formant ainsi le béton armé.

Ces deux zones peuvent être observées du fait de la grande longueur d'interface. Les autres essais présentés dans cette thèse, pour lesquels des mesures par fibres optiques ont été réalisées, ne dépassent pas 80 mm de longueur d'interface. Par ailleurs, les deux fibres optiques situées à 10 mm de distance de l'armature ne mesurent pas exactement les mêmes déformations. Ceci traduit la présence d'une légère flexion, due au défaut de verticalité de l'armature.

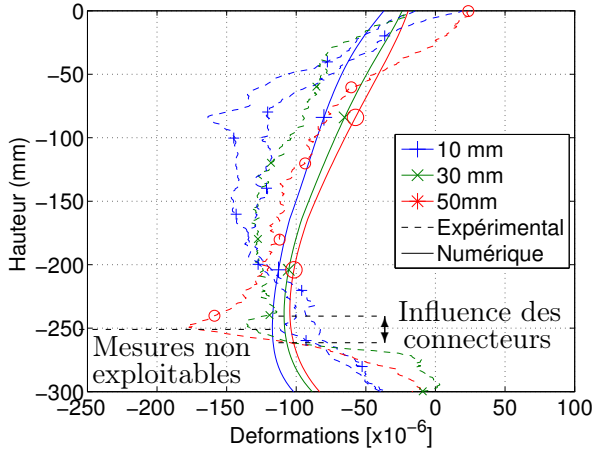


FIGURE 4.16: Mesures des fibres optiques du béton pour  $\sigma_{zz,acier} = 560$  MPa

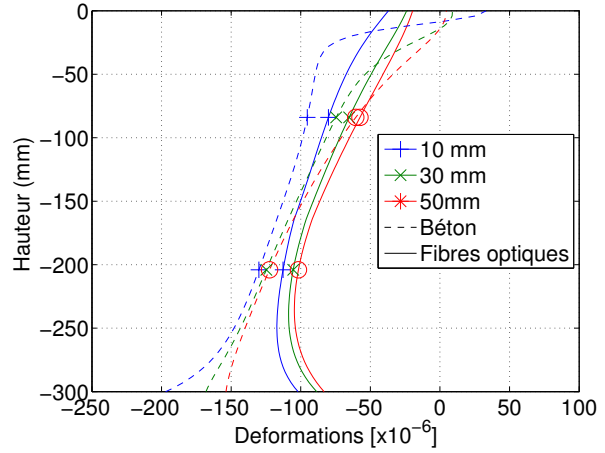
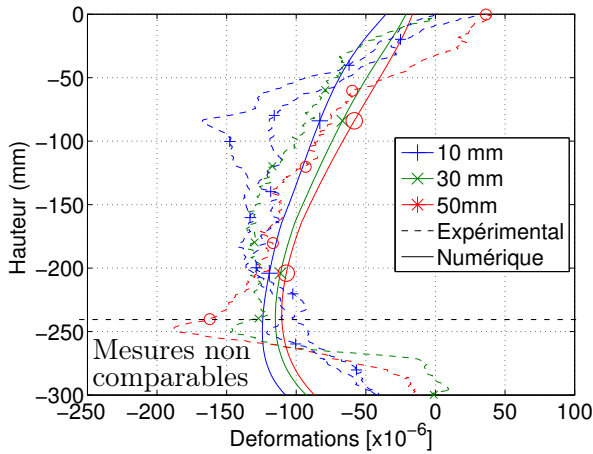


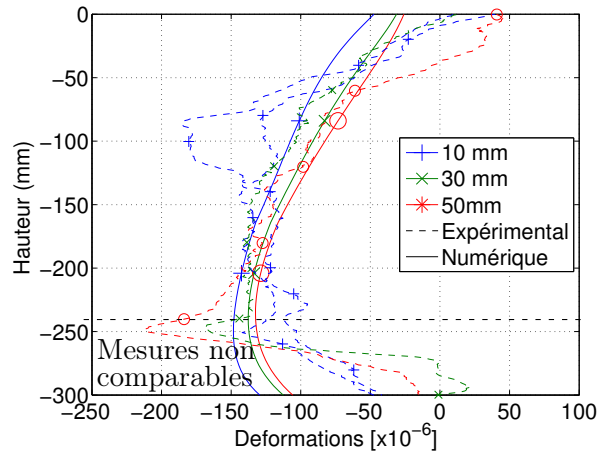
FIGURE 4.17: Influence de la fonction de convolution sur les mesures numériques

De même que pour les mesures dans l'acier, les déformations numériques dans les fibres optiques du béton sont plus faibles que les déformations expérimentales, ce qui s'explique de la même manière. De plus, les deux zones explicitées ci-dessus ne sont plus visibles. En effet, la première zone à fort gradient de déformation peut être observée numériquement dans le béton jusqu'à 35 mm de profondeur. Mais l'application de la fonction de convolution (cf. figure 4.17) lisse considérablement les mesures numériques et supprime la distinction entre les deux zones.

Les mêmes observations peuvent être réalisées pour les paliers à 420 et 500 MPa (cf. figure 4.18).



$\sigma_{zz,acier} = 420$  MPa



$\sigma_{zz,acier} = 500$  MPa

FIGURE 4.18: Déformations numériques et expérimentales dans les fibres optiques du béton

En conclusion, malgré une baisse de la qualité due à la présence d'une plastification de l'armature à l'extérieur du béton, les mesures par fibres optiques et la simulation indiquent que le comportement de l'interface n'a pas été significativement influencé par la rupture, tant côté acier que côté béton. Il convient de noter également que le choix d'une unique fibre optique implique une perte des données dans la partie inférieure de l'éprouvette.

D'un point de vue mécanique, l'introduction d'une grande longueur d'interface (320 mm, soit 20 fois le diamètre de l'armature), permet d'éviter toute rupture de l'éprouvette par glissement de l'interface. Pour ces caractéristiques mécaniques de béton et d'acier, un tel ancrage est donc



suffisant afin de mobiliser la totalité de la résistance mécanique de l'armature. A titre de comparaison, un calcul analytique sur la base de l'Eurocode 2-1-1 [2005] indique que la longueur d'ancrage nécessaire pour mobiliser l'armature jusqu'à sa plastification vaut 271 mm.

### 4.3 Rupture combinée de l'éprouvette

Cette section aborde l'étude d'essais ayant mené à une rupture des éprouvettes où plusieurs modes semblent concernés. Les éprouvettes concernées par cette combinaison sont celles de 80 mm de longueur d'interface réalisées avec la composition Vercors (cf. tableau 4.3).

Longueur d'interface	Ratio $l_{int}/\phi_a$	Formulation du béton	Nombre d'éprouvettes	Réduction de la hauteur de béton	Fibres optiques
80 mm	5	Vercors	2	Non	Oui

TABLE 4.3: Récapitulatif des essais menant à une rupture combinée de l'éprouvette

#### 4.3.1 Caractérisation de la rupture

L'extraction de la barre d'acier après l'essai par sciage du béton a mis en évidence un déplacement irréversible de l'armature hors de son axe (cf. figure 4.19). Ce déplacement a été estimé à 6 mm pour les deux éprouvettes, ce qui correspond presque à l'épaisseur de mousse initialement disposée autour de l'armature. Il est donc probable que l'acier, au cours de l'essai, ait été en contact avec le béton là où la flèche est la plus importante. Il a également été noté que le déplacement hors-axe sollicite toute la longueur où l'armature est chargée, y compris la partie présente dans le béton mais enrobée de mousse. Ceci donne pour les deux éprouvettes une longueur totale libre d'acier de 171 mm et de 176,5 mm. Par ailleurs, la forme du faciès observé amène à penser à la présence d'une flexion pouvant s'être produite à la suite d'un flambement de l'armature. Or, un flambement pur correspond seulement à une déformation élastique et non à une déformation plastique. Un tel faciès après l'essai, donc à niveau déchargé, indique qu'une plasticité de l'armature a également eu lieu.

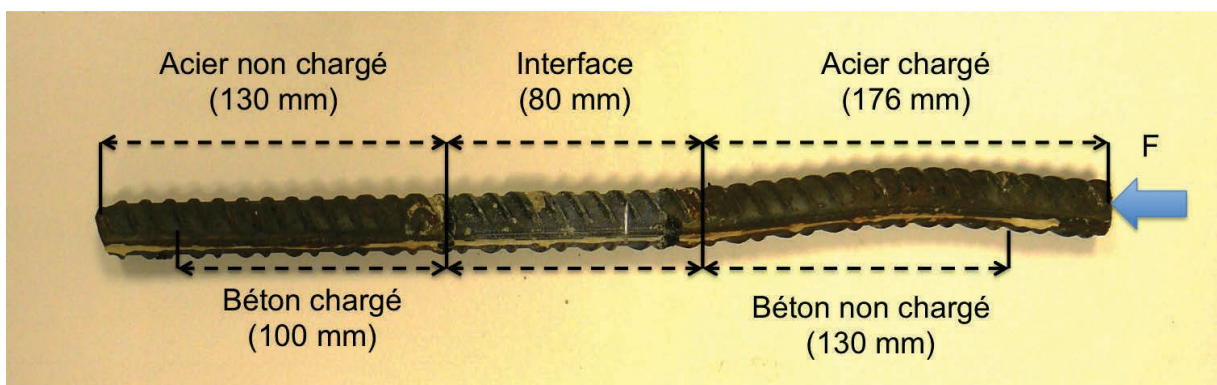


FIGURE 4.19: Barre d'acier après essai

Par ailleurs, l'observation des faciès post-mortem de l'interface (cf. figure 4.20) n'a pas permis de déceler une éventuelle dégradation de l'interface suite au chargement. Les fissures que l'on aperçoit dans les deux cas au centre proviennent d'une autre coupe de sciage dans le plan orthogonal au plan photographié. Elles ne sont donc pas liées à une quelconque fissuration du béton lors de l'essai. Plus généralement, aucune fissure n'a été observée dans le béton à la fin de l'essai.



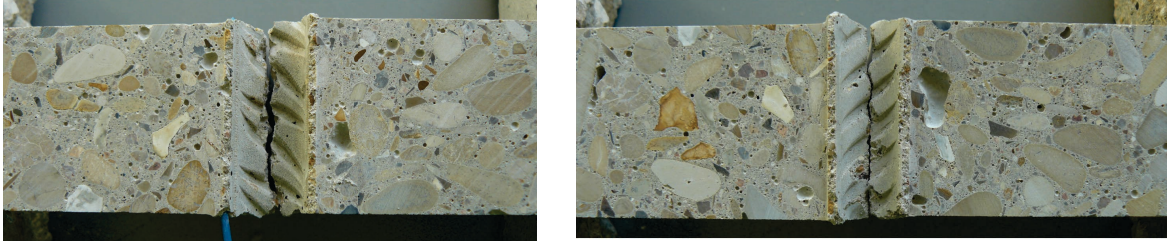


FIGURE 4.20: Faciès post-mortem de l'interface de part et d'autre de l'armature

L'évolution de la force en fonction des déplacements imposé et libre (cf. figure 4.21) indique pour les deux éprouvettes que le déplacement libre n'augmente plus une fois que l'effort atteint son maximum, contrairement au déplacement imposé. On retrouve la même tendance en déterminant les glissements imposés et libres (cf. figure 4.22). Ceci peut s'expliquer par le déplacement hors-axe de l'armature dans sa partie chargée. De plus, l'arrêt de l'évolution du glissement libre, une fois le pic atteint, montre que les phénomènes non-linéaires observés au chapitre 3 ne sont plus actifs.

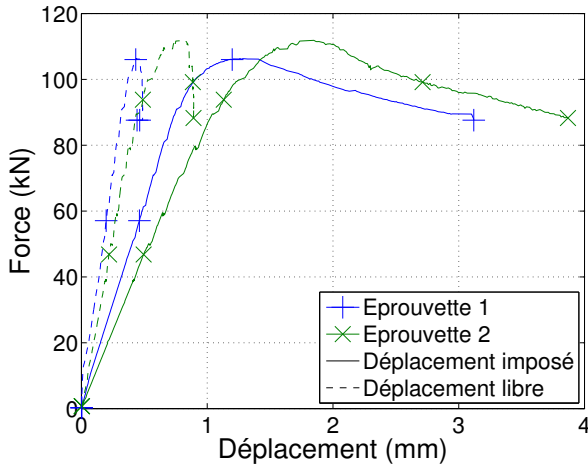


FIGURE 4.21: Courbes force-déplacement

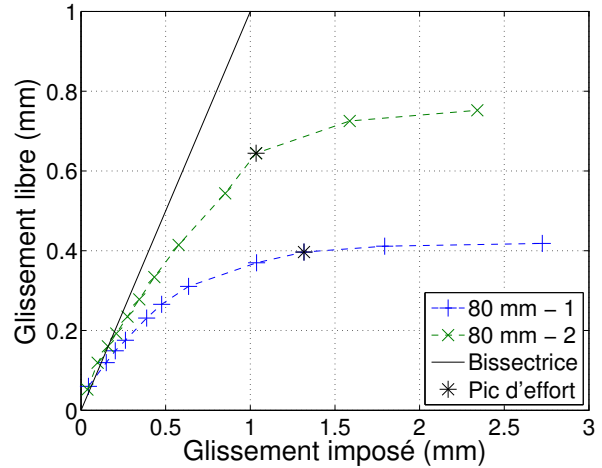


FIGURE 4.22: Glissements

Par ailleurs, les rigidités des cycles calculées à partir du déplacement imposé diminuent très rapidement une fois le pic atteint et restent constantes lorsqu'elles sont calculées à partir du déplacement libre (cf. figure 4.23). Ces constatations confirment les conclusions partielles ci-dessus : la rigidification des bielles de compression n'évolue plus, la déformation irréversible de l'armature hors axe dans sa partie non-chargée n'a pas d'impact sur le comportement de l'interface.

Tous les phénomènes non-linéaires mis en évidence avant le pic (cf. chapitre 3) n'évoluent plus au niveau du pic d'effort. On peut donc en déduire que la rupture intervient uniquement au niveau de l'acier chargé et n'impacte pas la section de béton armé. L'augmentation du déplacement imposé en post-pic peut alors être liée à la présence de la déformation irréversible observée au niveau de la barre. L'initiation de cette déformation a donc lieu au niveau du pic d'effort.

On cherche à appliquer la formule d'Euler (cf. équation 4.3) pour déterminer si la rupture est liée au flambement de l'armature. Le moment quadratique  $I$  dépend du diamètre d'acier  $\phi_a$  :  $I = \frac{\pi \phi_a^4}{64}$  et  $E_a$  est le module d'Young de l'acier. La longueur de flambement  $l_k$  dépend des conditions aux limites de la barre d'acier, qui peuvent être déduites de l'observation de la barre d'acier (cf. figure 4.19) : encastrement à gauche (côté de l'interface) et rotule à droite (côté du plateau de la presse).

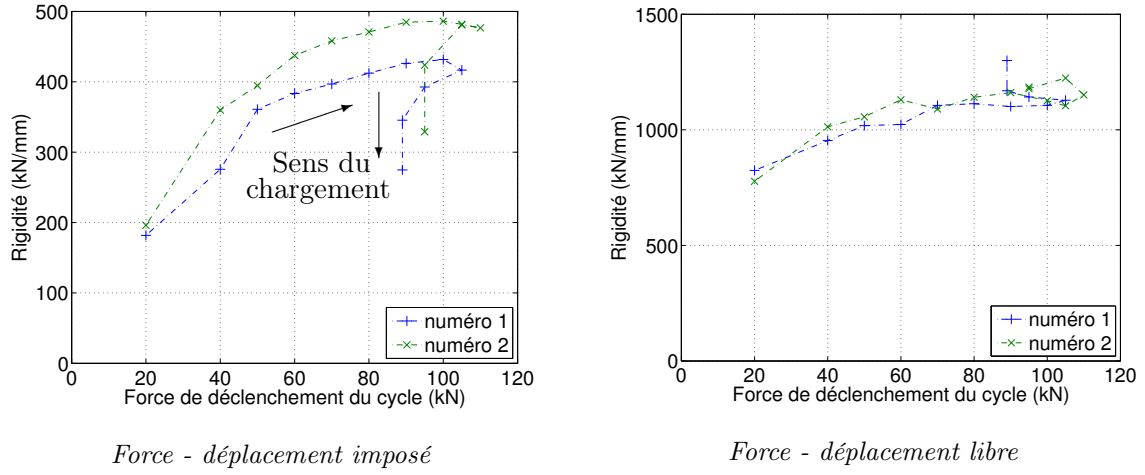


FIGURE 4.23: Rigidités des cycles de charge-décharge

$$F_{crit} = \frac{\pi^2 E_a I}{l_k^2} \quad (4.3)$$

L'équation est résolue afin de déterminer les longueurs de flambement en supposant une rupture par flambement (cf. équation 4.4), la force critique correspondant donc aux efforts relevés au pic.

$$l_k = \sqrt{\frac{\pi^2 E_a I}{F_{crit}}} \quad (4.4)$$

L'application numérique de cette équation dans notre cas (cf. tableau 4.4) fait ressortir un facteur égal à 1,39 entre la longueur d'acier réellement sollicitée et la longueur de flambement nécessaire à une rupture par flambement. Or, cette valeur ne correspond pas exactement à une configuration en particulier parmi les possibilités des conditions aux limites de la barre d'acier. Elle est néanmoins encadrée par les configurations bi-rotulée et encastrée-libre.

Force au pic expérimentale	111,8 kN	106,4 kN
Longueur de flambement calculée	238,4 mm	244,3 mm
Longueur d'acier sollicitée	171 mm	176,5 mm
Ratio des deux longueurs	1,39	1,38

TABLE 4.4: Détermination des longueurs caractéristiques du problème

Or ces deux configurations ne sont pas envisageables : l'extrémité inférieure de la partie libre d'acier est encastrée dans le béton, alors que l'extrémité supérieure au contact de la presse semble rotulée. La rupture n'est donc pas due uniquement à un flambement de l'armature.

Le calcul des contraintes axiales dans l'acier au pic donne des valeurs de 556,6 et 529,1 MPa pour les deux essais. Au vu des contraintes axiales relevées §4.2, on se situe très près des limites élastiques de l'acier. Si l'on prend en compte la flexion induite par la flèche de l'armature, on peut dire que la fibre en tension au niveau de cette flèche a localement plastifié. Cependant, la plastification ne peut pas expliquer le déclenchement de la rupture, auquel cas le comportement des éprouvettes aurait alors été semblable à celles exposées §4.2.

### 4.3.2 Corrélation avec les mesures par fibres optiques

L'analyse des deux éprouvettes a montré des comportements très similaires, aussi seules les mesures par fibres optiques d'une des deux éprouvettes seront étudiées dans ce paragraphe. Il s'agit de celle qui a été utilisée au chapitre 3 pour l'étude du comportement linéaire de l'interface.

De même qu'au chapitre 3, des régressions quadratiques et polynômiales d'ordre 5 sont appliquées aux déformations mesurées respectivement dans l'acier et le béton au niveau de l'interface. La fibre optique accolée à l'armature est également corrigée afin d'étudier uniquement les déformations lors des cycles de charge-décharge, sans l'artefact créé par l'arrachement du cône de béton à l'extrémité inférieure de l'interface.

Les mesures par fibres optiques dans l'acier (cf. figure 4.24) permettent d'établir l'apparition dans l'acier chargé de déformations irréversibles en compression à partir de 100 kN, soit un peu avant le pic. Ces déformations sont régulièrement réparties le long de l'armature et ont des valeurs inférieures à  $1\,000\ \mu\text{m}/\text{m}$  (à ajouter aux valeurs de déformation élastique). On peut donc parler d'une plastification partielle répartie sur la longueur de l'acier chargé. Cette plastification est la conséquence du déplacement hors-plan de l'armature qui est en train de se produire à partir de 100 kN. En effet, la flexion, suite à ce déplacement hors-plan, induit une traction et une compression supplémentaires de part et d'autre de la barre. Les contraintes axiales étant déjà très élevées, ceci suffit à plastifier du côté où la flexion fait apparaître des contraintes de compression.

Les profils de déformations de l'acier montrent que cette plastification ne semble pas avoir d'influence sur le comportement du reste de l'armature, puisque les mesures y sont conformes à l'évolution du chargement et peuvent être réalisées jusqu'à un effort post-pic égal à 103 kN. A ce stade, les fibres optiques dans l'acier n'ont plus été en mesure de transmettre un signal exploitable.

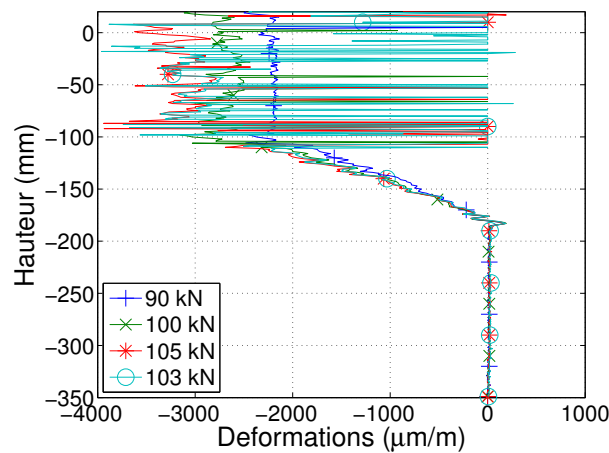


FIGURE 4.24: Mesures par fibres optiques dans l'acier

Pour les paliers enveloppe comme pour les paliers à 40 kN (cf. figure 4.25), on note au niveau de l'interface une stabilisation des déformations de l'acier, ce qui s'explique par la proximité des paliers en effort. Le profil est similaire à ce qui avait été observé plus tôt lors du chargement (cf. chapitre 3), indiquant que la partie de l'acier au niveau de l'interface est toujours dans son domaine linéaire, et n'a donc pas été endommagée par la rupture par flambement qui a eu lieu dans la partie supérieure de l'armature. Les efforts sont donc toujours transférés de l'acier au béton via l'interface.

Les contraintes locales de cisaillement gardent également un profil linéaire pour les paliers enveloppe (cf. figure 4.26) même après le pic. La différence entre les contraintes nominales de cisaillement calculées localement et selon l'effort imposé est toujours présente (cf. chapitre 3).

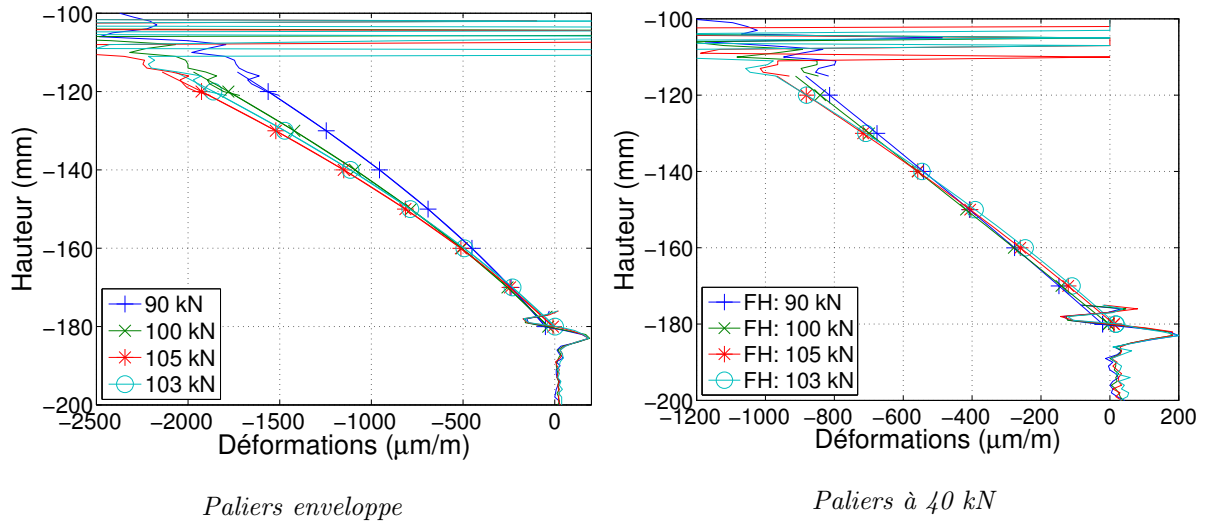


FIGURE 4.25: Mesures par fibres optiques dans l'acier au niveau de l'interface

On note cependant une légère tendance à diverger au niveau du pic.

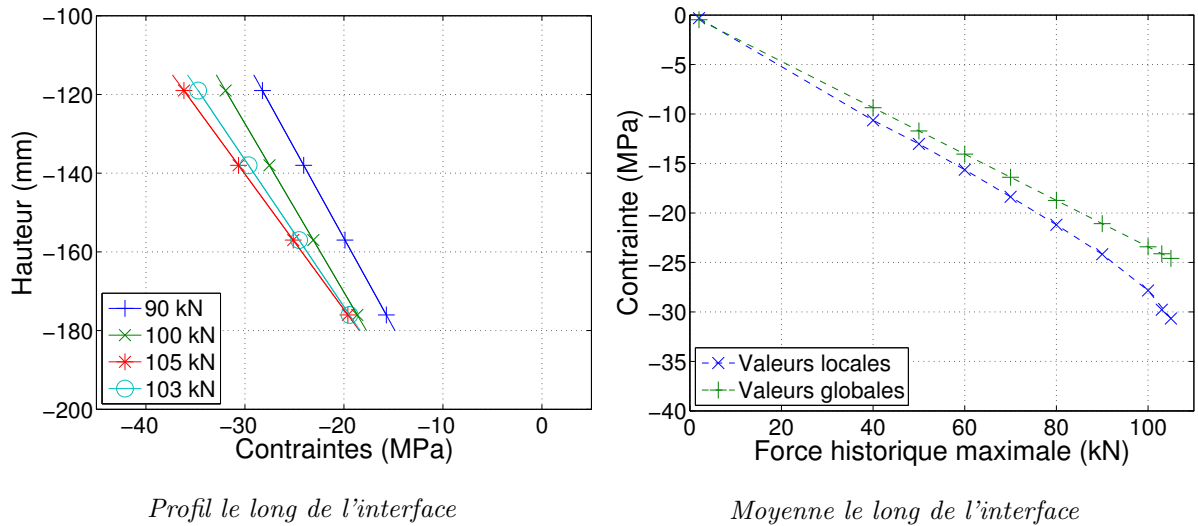


FIGURE 4.26: Contraintes de cisaillement, paliers enveloppe

De même que pour les paliers enveloppe, le calcul des contraintes au palier à 40 kN (cf. figure 4.27) montre des profils similaires avant le pic puis une augmentation au pic.

Les déformations des fibres optiques situées dans le béton à une distance de 8 mm et de 15 mm de l'armature montrent, pour les paliers enveloppe (cf. figure 4.28), la même évolution :

- Dans la partie supérieure de l'interface : les déformations en traction continuent d'augmenter avant le pic puis se stabilisent après le pic. Le palier final à 90 kN de la fibre 2 montre une évolution notable de la déformation, sans que cela puisse être relié à un phénomène en particulier.
- Dans la partie inférieure de l'interface : les déformations en compression augmentent jusqu'au pic, puis diminuent.

Ces évolutions correspondent globalement, avant le pic, à un comportement dans la continuité de ce qui avait été observé au chapitre 3. Après le pic, les déformations diminuent avec le chargement.

Pour les paliers à 40 kN (cf. figure 4.29), les déformations se décalent uniformément sur l'interface vers la traction. Ce phénomène a démarré bien avant le pic, excepté dans la partie inférieure de l'interface pour la fibre optique à 15 mm de distance. Cette évolution semble s'ac-

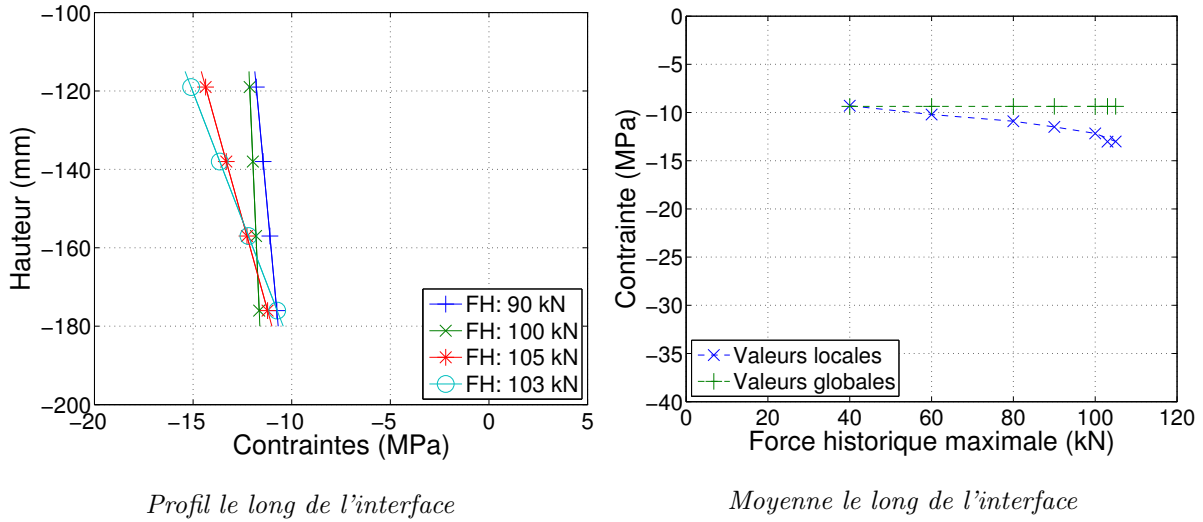
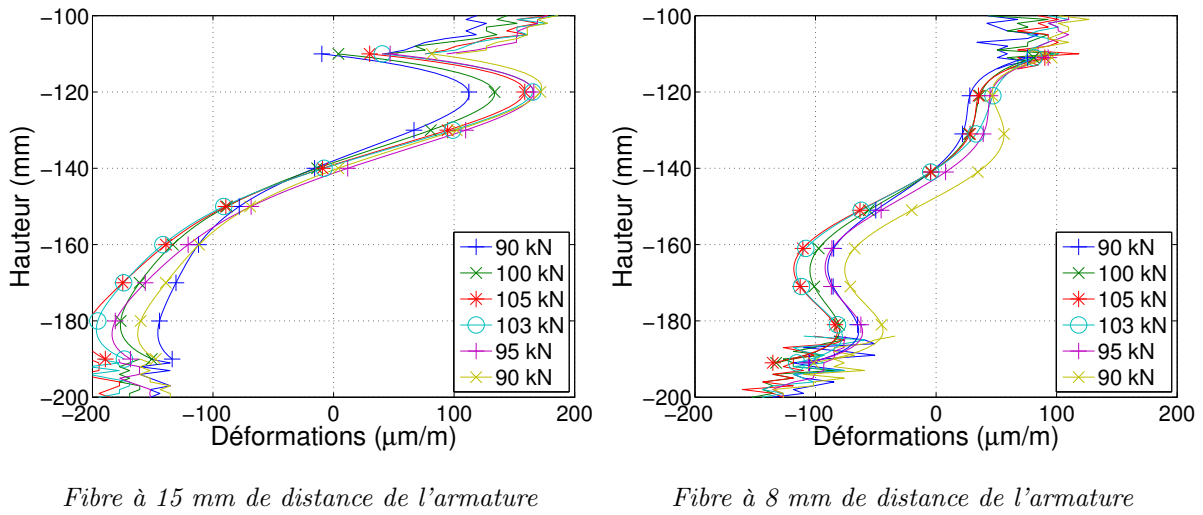
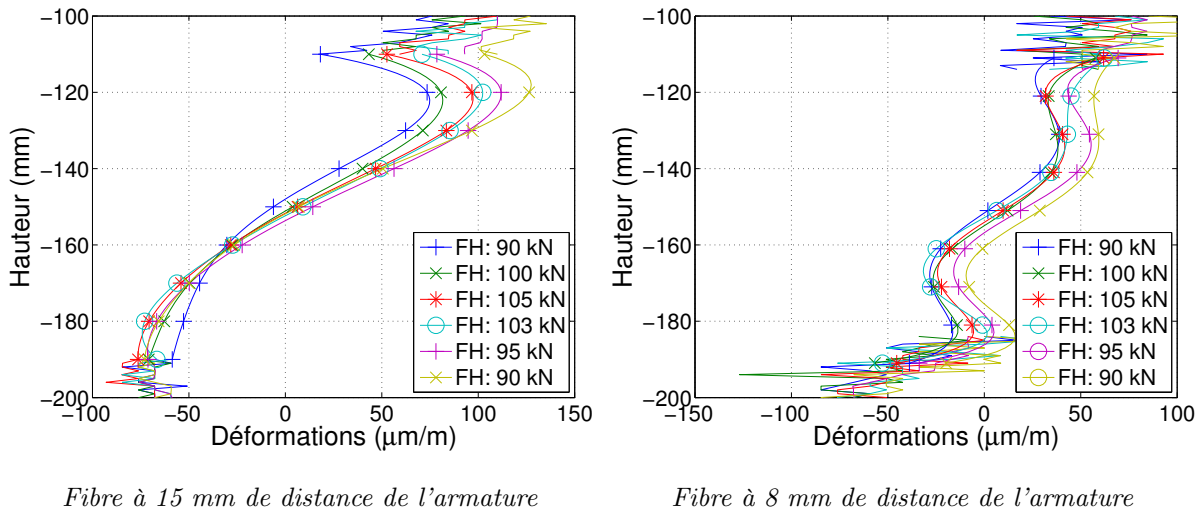


FIGURE 4.27: Contraintes de cisaillement, Paliers 40 kN

FIGURE 4.28: Déformations des fibres optiques dans le béton  
Paliers enveloppeFIGURE 4.29: Déformations des fibres optiques dans le béton  
Paliers à 40 kN

célérer une fois le pic dépassé. Ceci est également dans la continuité des observations du chapitre 3 : une déformation permanente de traction intervient au fur et à mesure que la force historique augmente. Néanmoins, l'évolution après le pic n'a pas pu être explicitée.

En ce qui concerne la fibre optique accolée à l'armature (cf. figure 4.30), il est plus difficile de dessiner une évolution entre les différents paliers de mesures. Globalement, le profil des déformations est toujours similaire à celui de l'acier. Cependant, on observe une brutale décharge entre le palier à 90 kN et à 100 kN pour les mesures des paliers enveloppe, puis les déformations augmentent à nouveau assez uniformément. Pour les paliers à 40 kN, les déformations diminuent sensiblement bien avant le pic puis semblent augmenter à nouveau.

Une explication de ces évolutions est que la fibre optique ait été influencée par la rotule plastique en tête de l'armature, ainsi que par le déplacement irréversible qui s'opère dans l'acier chargé. Celui-ci peut induire par exemple une tension du câble ou un pincement entre l'acier et le béton. De même, la flexion observée peut avoir des effets sur cette fibre optique en contact avec l'armature. Enfin, un potentiel contact du béton avec l'armature à l'endroit du flambement peut induire verticalement un effet de flexion supplémentaire dans le béton.

Il est donc difficile de tirer une interprétation claire de ces mesures. On peut néanmoins conclure que l'évolution des profils des déformations reste globalement similaire à celui de l'acier, mis à part en tête de l'interface où des phénomènes non identifiés, liés à la rupture de l'éprouvette, semblent se produire.

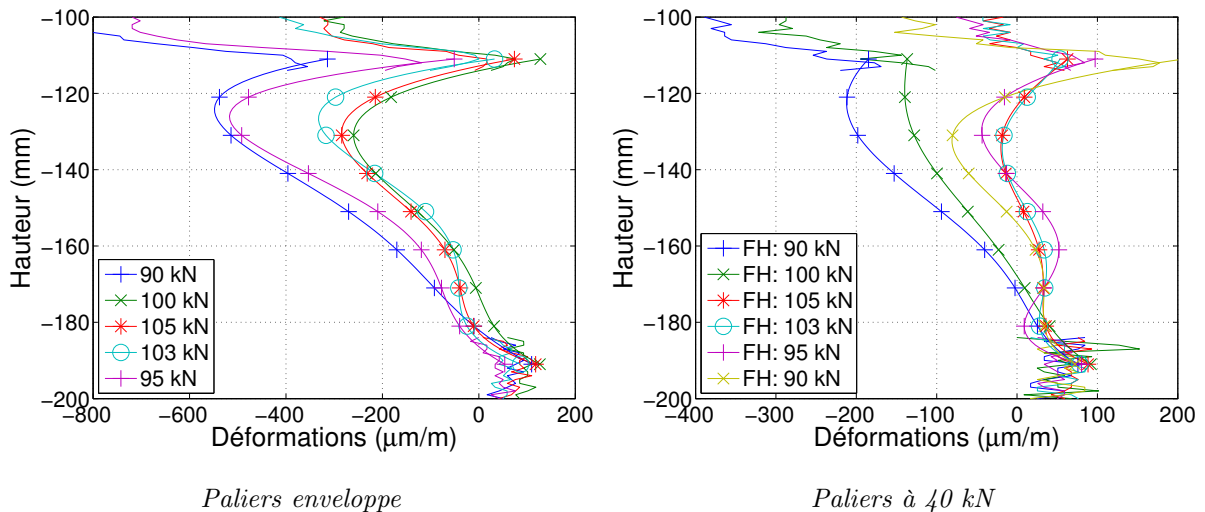


FIGURE 4.30: Déformations des fibres optiques dans le béton  
Fibre accolée à l'armature

### 4.3.3 Conclusions

La rupture de l'éprouvette semble être due à une combinaison de plusieurs modes (flambement et plasticité de l'armature) intervenus simultanément au niveau de l'acier chargé. Aucune explication n'a cependant pu être apportée pour déterminer clairement les modes de rupture concernés ni l'historique de la dégradation de l'éprouvette.

Les faciès post-mortem ainsi que les mesures de glissement montrent clairement la présence d'une déformation irréversible en-dehors de l'axe de l'armature. D'après l'évolution des rigidités des cycles, cette déformation irréversible intervient à 100 kN. A cet effort, une plastification partielle de l'armature est détectée par les fibres optiques sur toute la hauteur d'acier chargé. Les deux phénomènes sont donc fortement couplés. La suite de l'essai n'a pas fait apparaître de

comportement dynamique.

Une tentative d'explication peut être formulée si l'on prend en compte un défaut géométrique initial, comme par exemple une réduction locale de la section ou une dégradation ponctuelle du module d'Young. Au vu des contraintes élevées dans l'armature, le défaut aurait mené à une plastification locale de l'armature dans cette section, et donc à la formation d'une rotule plastique, ce qui est observé à l'arase supérieure de l'interface. En prenant en compte l'hypothèse d'une condition aux limites de type rotule entre l'armature et la presse, on se retrouve avec une longueur de flambement proche de celle nécessaire au déclenchement du flambement. Il manque encore une condition pouvant justifier du déclenchement d'un flambement sur toute la longueur d'acier chargé. La proximité de la contrainte axiale avec la limite élastique suffit alors à transformer la déformation élastique en déformation plastique, que l'on observe in fine sur les facies post-mortem.

On peut citer comme condition un autre défaut géométrique de l'armature cette fois à mi-hauteur de l'acier chargé. Un glissement latéral limité de la tête de l'armature au niveau de la presse suffirait également à modifier temporairement les conditions aux limites pour créer un environnement favorable à cette plastification. Une autre explication concernerait l'apparition d'une flexion plastique. En effet, la présence d'un défaut à mi-hauteur de l'acier chargé peut désaxer l'effort normal et induire une flexion élastique. La proximité des contraintes avec la limite élastique induit alors une plastification locale des fibres de l'armature comprimées par la flexion. L'armature est alors localement déchargée, traduisant le comportement post-pic observé.

En ce qui concerne l'interface acier-béton, les mesures par fibres optiques montrent que la rupture par flambement ne semble pas avoir d'influence significative sur la réponse du comportement de l'acier et du béton au niveau de l'interface, excepté pour la fibre optique accolée à l'armature dont le comportement n'a pas pu être explicité. Plusieurs pistes ont cependant été avancées liées à des artefacts résultant indirectement de la rupture de l'éprouvette en-dehors du béton.

## 4.4 Discriminations des différents modes de rupture

Les différents modes de rupture décrits dans ce chapitre sont en concurrence avec la rupture par glissement global d'interface décrit chapitre 5. La question de savoir si un mode est préférentiel à un autre est importante. La détermination des limites géométriques et/ou mécaniques entre les différents modes est donc nécessaire.

Les forces au pic peuvent être tracées en fonction de la longueur d'interface (cf. figure 4.31). Celles concernant les ruptures par glissement global de l'interface sont extraites du chapitre 5. Les valeurs sont classées suivant le type de béton utilisé et suivant le mode de rupture de l'éprouvette.

Les constatations suivantes peuvent être faites :

- Pour les ruptures de l'acier : la rupture par plastification de l'armature intervient constamment à 114 kN. Ceci s'explique par l'unique diamètre d'acier testé lors de nos essais, égal à 16 mm, et par la très bonne reproductibilité de la limite élastique de l'acier. Les ruptures combinées (longueur d'interface de 80 mm et béton Vercors) interviennent également pour des valeurs très élevées (environ 105 kN). Ce type de rupture ne sera pas pris en compte dans ce paragraphe, car il ne peut pas être attribué à un mode spécifique et donc comparable avec les autres modes de rupture.
- Les modes de rupture par éclatement du béton et par glissement global de l'armature sont caractérisés par des valeurs d'effort au pic extrêmement proches pour les bétons Ceos et Ceos bis. Il convient de rappeler que les ruptures par éclatement du béton interviennent pour toutes les éprouvettes dont la hauteur de béton a été réduite, et uniquement celles-ci.



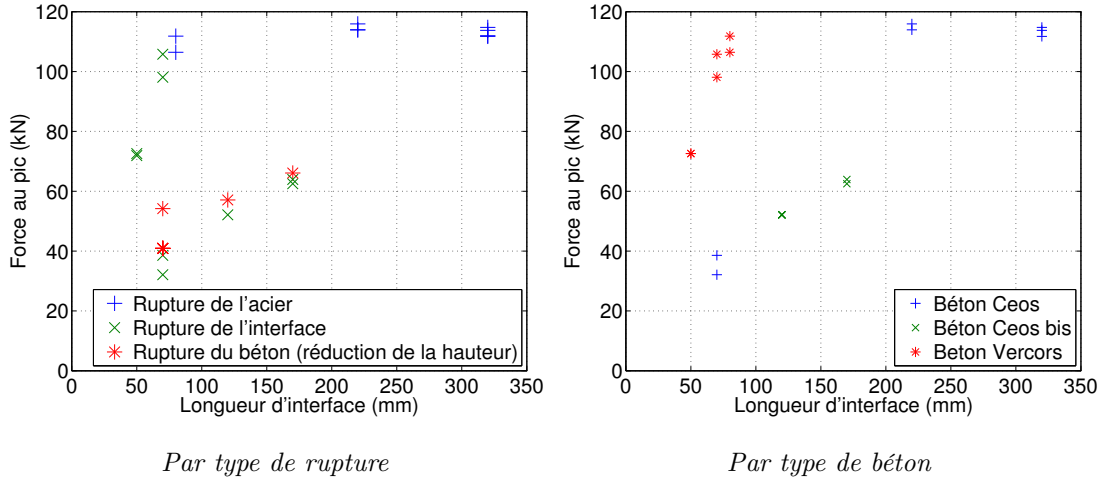


FIGURE 4.31: Force au pic

Nous ne sommes donc pas strictement sur la même géométrie.

- Le chapitre 5 montre que la force au pic pour une rupture par glissement global de l'interface est dépendante de la résistance en compression  $f_c$  du béton, mais pas uniquement.

Le faible écart entre les valeurs de rupture par glissement global de l'interface et par éclatement du béton est une conséquence directe des conditions géométriques choisies pour notre essai. Le ratio enrobage de béton  $c$  sur diamètre d'acier  $\phi$  est égal à 4,5. Or Torre-Casanova [2013] montre dans ses travaux qu'un tel ratio, avec une hauteur de béton identique à la longueur d'interface, est une valeur limite séparant les deux modes de rupture concernés (cf. figure 4.32).

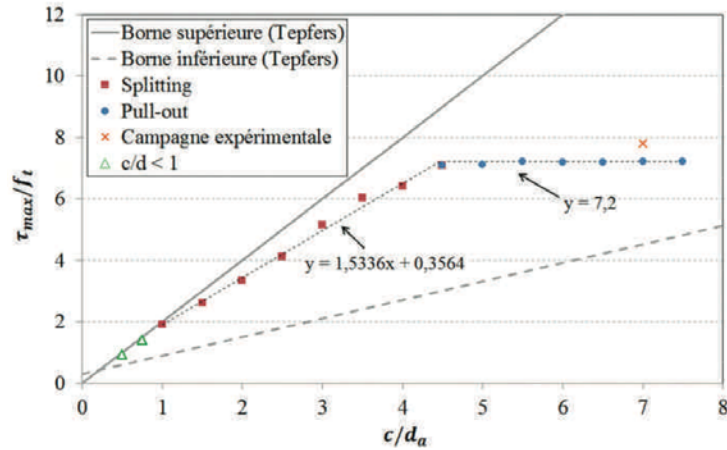


FIGURE 4.32: Résultats des simulations numériques de Torre-Casanova [2013]

De fait, la seule donnée de l'enrobage  $c$  n'est pas suffisante, il faut considérer la section entière sollicitée par les contraintes orthoradiales de traction. En effet, les simulations numériques de Torre-Casavova proposent une hauteur constante égale à 60 mm et un enrobage variable. Or, nos essais, réalisés avec un enrobage de 72 mm et une hauteur variable, amènent à différents modes de rupture selon la géométrie retenue. Il faut donc comparer les données en fonction de la section totale susceptible de fissurer par traction (c'est-à-dire un plan longitudinal du béton) et non simplement en fonction de la longueur d'interface ou de l'enrobage. La contrainte de traction n'étant pas uniforme sur cette section, il s'agit donc d'une approximation, qui semble néanmoins plus juste que de simplement considérer l'enrobage  $c$ . La hauteur de béton  $h$  de nos essais susceptible de fissurer est ramenée à un enrobage équivalent  $c_{eq}$  avec une hauteur de béton



constante égale à 60 mm (comme pour les simulations de Torre-Casanova) et en gardant une section de béton constante. Nos résultats sont alors comparés avec les données de Torre-Casanova (cf. figure 4.33).

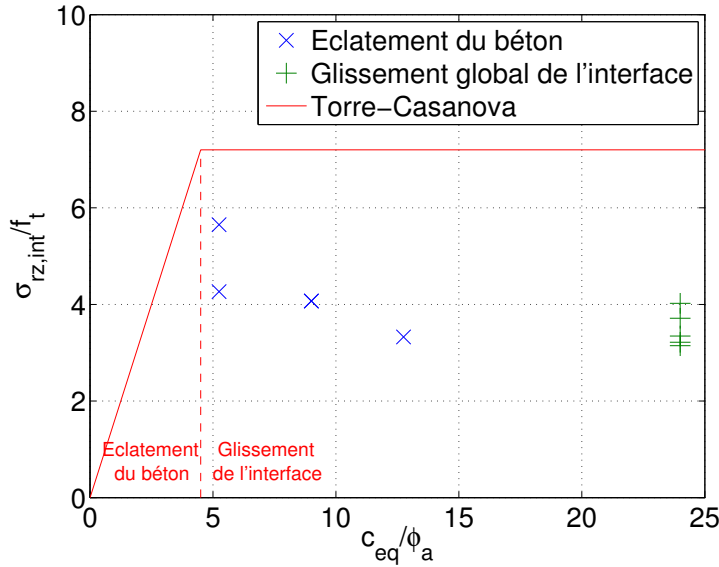


FIGURE 4.33: Séparation du glissement global d'interface et de l'éclatement du béton

On constate que nos résultats correspondent à un ratio  $\sigma_{rz,int}$  sur  $f_t$  plutôt constant, quel que soit le mode de rupture. On ne peut donc pas retrouver la relation linéaire obtenue par Torre-Casanova entre ce ratio et celui de l'enrobage sur le diamètre d'acier. De plus, les éprouvettes ayant cédé par éclatement du béton se trouvent toutes dans le domaine du glissement global de l'armature défini par Torre-Casanova. La relation limite de 4,5 pour le ratio  $c/\phi_a$  n'est donc pas retrouvée. Les valeurs des ruptures par glissement global ont également été indiquées pour les éprouvettes coulées avec les compositions de béton Ceos et Ceos bis. Pour celles-ci, la hauteur de béton est constamment égale à 320 mm. On constate que, pour ce mode de rupture, les valeurs de la contrainte de cisaillement sont plutôt identiques, voire légèrement plus faibles, que pour le mode de rupture par éclatement du béton. Cette variabilité peut être ramenée à la variabilité des résistances mécaniques des bétons.

On peut également étudier la limite entre rupture par glissement global de l'interface et par plastification de l'armature en fonction du ratio longueur d'interface  $l_{int}$  sur diamètre d'acier  $\phi_a$ . La plastification de l'armature intervient pour une contrainte verticale égale à 560 MPa. Pour ce mode de rupture, la contrainte nominale de cisaillement au pic est donc inversement proportionnelle à la longueur d'interface. Le facteur de proportionnalité peut être facilement déterminé pour le béton Ceos. En effet, les éprouvettes avec 220 et 320 mm de longueur d'interface ont cédé par plastification, ce qui donne un facteur de proportionnalité de 142 (cf. équation 4.5). La rupture par plastification ne dépendant pas du béton utilisé, la même fonction est utilisée pour le béton Vercors.

$$\sigma_{rz,int} = \frac{142}{\frac{l_{int}}{\phi}} \quad (4.5)$$

On vérifie ainsi que le béton Vercors nécessite une longueur nécessaire d'ancrage (égale à  $5\phi$ ) plus faible que le béton Ceos (égale à  $14\phi$ ) afin d'éviter une rupture par glissement global de l'interface, ce qui est une conséquence directe de ses meilleures caractéristiques mécaniques.

On peut également comparer ces résultats expérimentaux avec le calcul des longueurs d'ancrage nécessaires selon l'Eurocode 2-1-1 [2005] pour cette situation (cf. tableau 4.5).

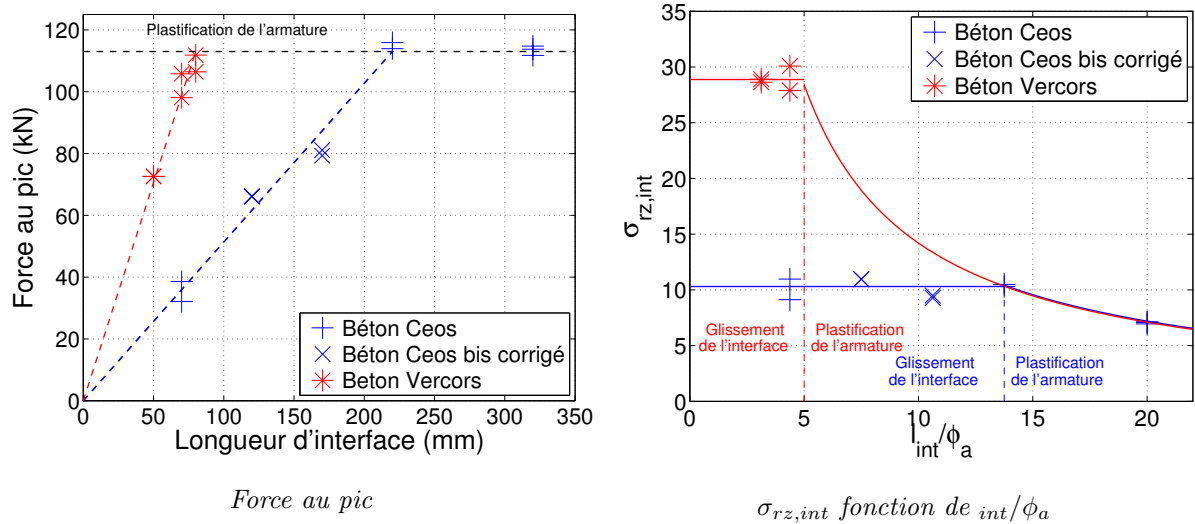


FIGURE 4.34: Distinction entre glissement global d'interface et plastification de l'armature

Type de béton	Expérimental	Selon l'Eurocode 2-1-1 [2005]	Marge
Ceos	14	30	114 %
Vercors	5	16	220 %

TABLE 4.5: Calcul du ratio minimal  $l_{int}/\phi_a$  pour assurer une rupture par plastification de l'armature

Plus généralement, la connaissance de la résistance en cisaillement d'une liaison acier-béton permet d'obtenir directement, via un tel graphique, la longueur d'ancrage d'une barre d'acier caractérisée par son diamètre. Cette donnée est importante d'un point de vue ingénierie. En effet, lors du dimensionnement d'une structure en béton armé, le mode de rupture préférentiel souhaité est la plastification de l'armature. Néanmoins, ce choix ne doit pas se traduire par une trop importante longueur d'ancrage, synonyme d'encombrement dans la structure et de coût financier. La connaissance de cette limite est donc fortement utile à l'ingénierie.

## 4.5 Conclusions sur les ruptures alternatives

Les modes de rupture alternatifs au glissement global de l'interface pouvant être rencontrés dans le béton armé sont issus de non-linéarités ou d'instabilité des deux matériaux qui composent l'interface. Lorsque ces modes concernent la barre d'acier, la rupture s'est toujours déclarée dans la portion libre de l'armature. Les différentes mesures globales ou par fibres optiques (lorsque celles-ci étaient disponibles) ont permis de constater que l'état de déformation de l'interface n'avait pas été significativement modifié par les ruptures de l'acier ou du béton. Les observations directes des faciès post-mortem montrent invariablement une interface vierge dans laquelle les nervures de l'armature sont très visiblement imprimées dans le béton.

L'apparition d'une plastification ou d'un flambement hors du béton constitue néanmoins un mode de rupture qui n'a pas lieu dans un ouvrage de génie civil. Généralement, la barre d'acier est intégralement noyée dans le bloc de béton et est maintenue en place par des cadres. Elle n'a donc aucune surface apparente, ceci afin notamment d'éviter toute corrosion.

Les essais réalisés et les mesures associées démontrent que les modes de rupture exposés dans ce chapitre ne sont en aucun cas liés à une dégradation de l'interface. Ce point doit être parti-

culièrement souligné dans le cas d'une rupture par éclatement du béton.

La comparaison des résultats expérimentaux avec l'Eurocode 2-1-1 [2005] montre que celui-ci comporte une grande marge due aux coefficients de sécurité et d'incertitude afin de s'assurer d'une rupture par plastification de l'armature.

---

## Chapitre 5

---

# Rupture par glissement global de l'interface

---

Ce chapitre traite des ruptures par glissement global de l'interface. Contrairement aux autres types de rupture qui sont explicités au chapitre 4, il s'agit là de l'unique mode de rupture de l'interface elle-même. Celui-ci se caractérise à l'échelle de l'interface par la rupture des bielles de compression assurant le transfert des efforts entre l'acier et le béton. Cette rupture induit une phase adoucissante du comportement global. De plus, une macrofissure se développe le long de l'interface au ras des nervures, provoquant une forte discontinuité cinématique. Cependant, celle-ci n'est pas visible à l'œil nu sur les faciès post-mortem (cf. figure 5.1). Cette dégradation de l'interface entraîne un glissement global de l'armature dans le béton, ainsi que des morceaux de béton localisés entre les nervures. Les deux lèvres de la fissure en contact sont donc principalement constituées de béton. On note également l'arrachement d'un cône de béton autour de l'armature à l'opposé du chargement. Ce cône est dû à la sortie de la barre d'acier hors du béton, ce qui n'est jamais réalisé en pratique dans les structures en béton armé, ce afin d'éviter la corrosion de l'acier. Enfin, ces glissements globaux sont accompagnés d'un frottement contribuant à la réponse globale via une contrainte résiduelle.

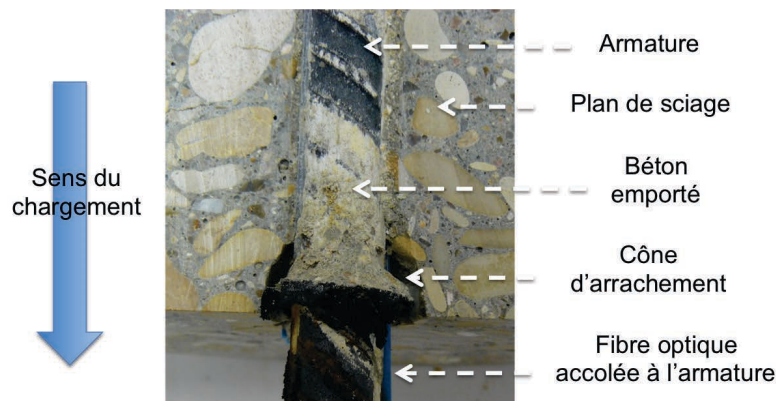


FIGURE 5.1: Faciès post-mortem de rupture par glissement global d'interface

Les essais amenant à une rupture par glissement global d'interface sont récapitulés au tableau 5.1. Dans un premier temps, les essais sont analysés d'un point de vue global. Les valeurs caractéristiques sont notamment étudiées. Dans un second temps, les mesures des fibres optiques sont exploitées afin de déterminer, d'une part l'influence d'un chargement monotone grâce aux mesures aux paliers enveloppe, et d'autre part, la présence de non-linéarités grâce aux paliers à effort constant. Enfin, une étude des caractéristiques de transfert de l'éprouvette sera présentée.

Longueur d'interface	Longueur ancrée	Béton utilisé	Présence de fibres optiques	Nombre d'éprouvettes	Étude d'une réduction de la hauteur de béton
170 mm	10,6 $\phi$	Ceos bis	Non	2	Non
120 mm	7,5 $\phi$	Ceos bis	Non	1	Non
70 mm	4,4 $\phi$	Ceos	Non	2	Non
70 mm	4,4 $\phi$	Vercors	Oui	2	Non
50 mm	3,1 $\phi$	Vercors	Oui	2	Non

TABLE 5.1: Récapitulatif des essais menant à une rupture par glissement global d'interface

## 5.1 Analyse générale

### 5.1.1 Modélisation numérique

Le glissement global de l'interface étant caractérisé par des phénomènes fortement non-linéaires, la simulation des essais nécessite un modèle performant et robuste. Le modèle d'interface de Richard *et al.* [2010b], permettant de bien reproduire ces comportements, a été retenu en vue de la simulation des essais réalisés. Seule la partie traitant des sollicitations mécaniques sera utilisée, la partie traitant de la corrosion des aciers n'étant pas utile dans le cadre de ce mémoire. L'ensemble du modèle obtenu peut être retrouvé dans Ragueneau *et al.* [2010] et Richard *et al.* [2010a].

Le modèle s'appuie sur l'utilisation de l'élément joint introduit pour l'étude de la deuxième partie du comportement de l'interface (cf. chapitre 3). L'ensemble des équations constitutives du modèle est formulé dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles. Le potentiel thermodynamique utilisé permet de prendre en compte les phénomènes essentiels mis en jeu au niveau de la liaison (cf. équation 5.1).

$$\rho\Psi = \frac{K_n}{2} ((1-D)||u||_+^2 + ||u||_-^2) + \frac{K_t}{2}(1-D)||v||^2 + H(z) + \frac{DK_t}{2} (||v|| - \epsilon_\pi)^2 + \frac{1}{2}\gamma\alpha^2 \quad (5.1)$$

- Le comportement élastique est déterminé à partir des sauts de déplacement  $||u||$  et  $||v||$  en fonction de deux modules normal  $K_n$  et tangentiel  $K_t$ .
- Un endommagement  $D$  intervient sur le saut de déplacement tangentiel (traduisant une fissuration de mode II) et sur la partie positive du saut de déplacement normal (traduisant une fissuration de mode I). Un écrouissage isotrope  $z$  et sa fonction de consolidation  $H$  sont associés à ce mécanisme d'endommagement.
- Un mécanisme de glissement global, caractérisé par une déformation  $\epsilon_\pi$ , est introduit en relation avec le frottement entre l'acier et le béton. La prise en compte d'une contrainte de rappel, interdisant tout retour en arrière en l'absence d'effort appliqué, se fait sous la forme d'un écrouissage cinématique  $\alpha$ . Du fait de l'utilisation d'un élément joint à épaisseur nulle, le modèle y concentre tous les phénomènes non-linéaires de l'interface, et ne tient donc pas compte du béton emporté entre les nervures de l'armature. Cependant, dans la réalité, le frottement post-pic est plutôt du type béton / béton.

Les variables forces associées à ces variables flux sont récapitulées tableau 5.2.

Dénomination	Variable flux	Variable force	Dénomination
Déformation totale	$\epsilon$	$\sigma$	Contrainte totale
<i>(Composantes tangentielle et normale)</i>			
Endommagement	D	Y	Taux de restitution d'énergie
Écrouissage isotrope	z	Z	Énergie bloquée
Glissement global	$\epsilon_\pi$	$\sigma_\pi$	Contrainte de frottement
Écrouissage cinématique	$\alpha$	X	Contrainte de rappel

TABLE 5.2: Variables flux et variables forces du modèle (selon Richard *et al.* [2010b])

Les lois d'état sont dérivées du potentiel (cf. équation 5.2).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \rho \frac{\partial \psi}{\partial \epsilon} = K_n ((1 - D) \|u\|_+ + \|u\|_-) + K_t (1 - D) \|v\| + DK_t (\|v\| - \epsilon_\pi) \\ \sigma_\pi = -\rho \frac{\partial \psi}{\partial \epsilon_\pi} = DK_t (\|v\| - \epsilon_\pi) \\ Y = -\rho \frac{\partial \psi}{\partial D} = \frac{1}{2} K_n \|u\|^2 + \frac{1}{2} K_t \|v\|^2 - \frac{1}{2} K_t (\|v\| - \epsilon_\pi)^2 \\ Z = \rho \frac{\partial \psi}{\partial z} = -\frac{dH(z)}{dz} \\ X = \rho \frac{\partial \psi}{\partial \alpha} = \gamma \alpha \end{array} \right. \quad (5.2)$$

Le potentiel de dissipation par endommagement  $f_d$ , exprimé en énergie, est fonction de l'énergie bloquée Z, d'un seuil d'énergie  $Y_0$  et des énergies dissipées en mode I,  $Y_n^+$ , et en mode II,  $Y_t$  :

$$f_d = \alpha_0 Y_n^+ + Y_t - (Z + Y_0) \quad (5.3)$$

Le coefficient  $\alpha_0$  est un paramètre qui gère le couplage entre les deux modes de fissuration I et II. Il permet également d'introduire entre eux une dissymétrie, suivant l'approche de Ragueneau *et al.* [2006]. Dans le modèle, il est fixé à 6. Les énergies de dissipation  $Y_n^+$  et  $Y_t$  peuvent être reliées aux sauts de déplacement. Afin de modéliser une rupture par fissuration de mode I, seule la partie positive du saut de déplacement normal est prise en compte pour le calcul de l'énergie de dissipation  $Y_n^+$ . Il est donc postulé que l'interface ne s'endommage pas en compression.

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_n^+ = \frac{1}{2} K_n \|u\|_+^2 \\ Y_t = \frac{1}{2} K_t \|v\|^2 \end{array} \right. \quad (5.4)$$

D'autre part, une évolution non associée est postulée entre le glissement global et l'écrouissage cinématique. Le potentiel de dissipation  $f_\pi$  est ainsi exprimé en fonction d'un pseudo-potentiel de dissipation  $\phi_\pi$ . Le premier est choisi sous la forme d'un critère de Drucker-Prager sans seuil initial :

$$f_\pi = J_2(\sigma_\pi - X) + cI_1(\langle \sigma_n \rangle_-) \quad (5.5)$$

avec  $I_1(\langle \sigma_n \rangle_-)$  et  $J_2$  les invariants respectivement d'ordre 1 et 2 et  $c$  un paramètre de dilatance à identifier,  $I_1$  étant calculée avec la partie négative de la contrainte normale  $\sigma_n$  traduisant l'influence du confinement. Le pseudo-potentiel est choisi selon la proposition de Frederick et Armstrong [2007] :

$$\phi_\pi = J_2(\sigma_\pi - X) + \frac{a}{2} X^2 \quad (5.6)$$

où  $a$  est un paramètre cinématique à identifier.

La fonction de consolidation  $H(z)$  est choisie selon la proposition de La Borderie [1991] :

$$H(z) = \frac{1}{A_d}(-z + \ln(1 + z)) \quad (5.7)$$

avec  $A_d$  un paramètre gérant l'endommagement du matériau. L'énergie bloquée  $Z$  peut alors s'écrire :

$$Z = \frac{-z}{A_d(1 + z)} \quad (5.8)$$

d'où on obtient, via la condition de cohérence, l'évolution de la variable d'endommagement :

$$D = 1 - \frac{1}{1 + A_d(\alpha_0 Y_n^+ + Y_t - Y_0)} \quad (5.9)$$

Ce modèle permet donc la prise en compte des principaux phénomènes dissipatifs (endommagement et glissement global avec frottement) apparaissant lors de la dégradation de l'interface. Les paramètres à identifier sont au nombre de 7 (dont 2 élastiques) : les modules élastiques normal  $K_n$  et tangent  $K_t$ , le seuil d'énergie  $Y_0$ , la variable d'endommagement  $A_d$ , le module d'écrouissage cinématique  $\gamma$ , le coefficient de dilatance  $c$  et enfin le coefficient cinématique  $a$ . Un nombre si faible de paramètres est appréciable au vu de la complexité du modèle. Par ailleurs, celui-ci comporte 4 variables internes : l'endommagement  $D$ , la contrainte de frottement  $\sigma_\pi$ , l'écrouissage isotrope  $z$  et l'écrouissage cinématique  $\alpha$ .

Le modèle a été implanté dans *Code\_Aster*<sup>®</sup> au cours de la thèse. Seule la version en 2D était disponible, c'est donc celle-ci qui a été ici utilisée. Il est à noter qu'une version en 3D du modèle a été plus récemment développée. Seuls les essais menant à une rupture par glissement d'interface et instrumentés avec des fibres optiques ont été modélisés. Il s'agit des éprouvettes réalisées avec un béton Vercors et caractérisées par une longueur d'interface de 50 et 70 mm. Le lien entre les paramètres du modèle et les paramètres géométriques et matériau du problème n'étant pas clairement défini selon les auteurs, ils ont été déterminés en partant des jeux utilisés par Richard *et al.* [2010b] et ont ensuite été adaptés afin de correspondre au comportement global en force - déplacement imposé de nos essais. Le modèle est assez performant pour permettre de simuler correctement les essais avec deux longueurs d'interface différentes grâce à un unique jeu de paramètre (cf. tableau 5.3).

Paramètres	Expression	Unité	Valeur
Module normal	$K_n$	MPa.m	$42.10^3$
Module tangentiel	$K_t$	MPa.m	$42.10^3$
Seuil d'énergie	$Y_0$	MJ	$200.10^{-6}$
Variable d'endommagement	$A_d$	$\text{MJ}^{-1}$	28
Module d'écrouissage cinématique	$\gamma$	MPa	100
Coefficient cinématique	$a$	$\text{MPa}^{-1}$	0,1
Coefficient de dilatance	$c$	—	0.09

TABLE 5.3: Jeu de paramètres utilisé pour la simulation numérique

### 5.1.2 Étude du comportement global

Le comportement global de l'éprouvette sous chargement monotone est étudié dans un premier temps. A partir des évolutions en force - déplacement imposé (cf. figure 5.2), plusieurs observations peuvent être faites :

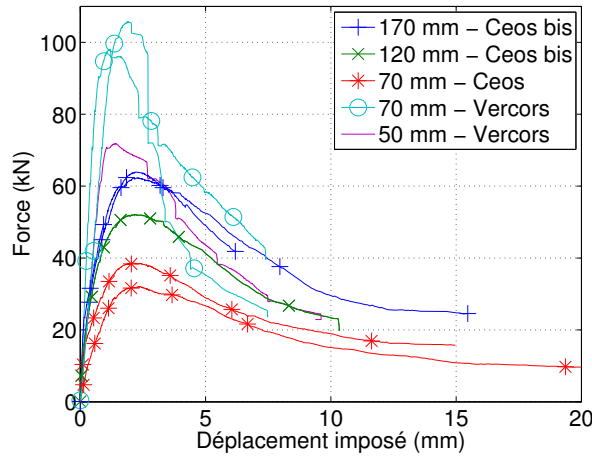


FIGURE 5.2: Force-déplacement imposé - résultats expérimentaux

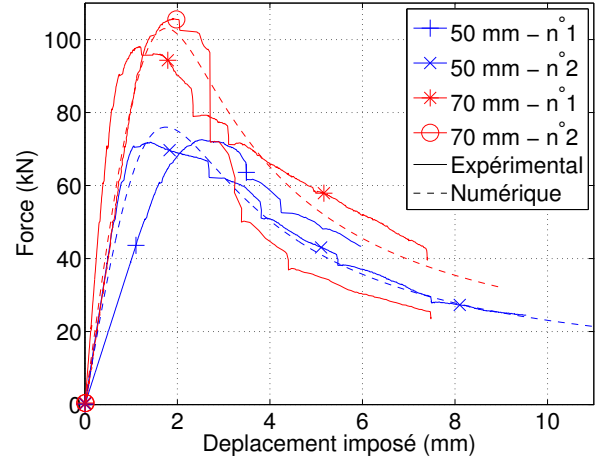


FIGURE 5.3: Comparaison des mesures expérimentales et numériques (ep. Vercors)

- Toutes les courbes suivent des évolutions similaires : elles sont caractérisées dans un premier temps par le comportement linéaire (mais non élastique) décrit chapitre 3, puis par une inflexion de l'effort menant à un pic traduisant la dégradation progressive de l'interface. Puis est observé un comportement post-pic ductile avec un glissement global de l'armature dans le béton jusqu'à des déplacements de 7-8 millimètres.
- Pour quelques essais, le déplacement a été imposé jusqu'à 15 à 20 mm, permettant d'observer un palier final en effort. Cette distance de 20 mm correspond à l'écart maximal entre deux nervures successives de l'armature. Lorsque ce déplacement est atteint, la barre a donc glissé d'au moins une nervure dans le béton.
- Les ruptures des éprouvettes réalisées avec le béton Vercors interviennent à des niveaux d'effort sensiblement plus élevés que celles des éprouvettes réalisées avec le béton Ceos et Ceos bis.
- Des chutes en effort brutales et limitées apparaissent ponctuellement en post-pic sur les éprouvettes de Vercors. Elles interviennent lorsque le déplacement imposé atteint un palier de mesure, préalablement au déclenchement d'un cycle de charge-décharge (qui n'ont pas été représentés ici par souci de clarté). Ces décrochages n'étant pas visibles sur les autres éprouvettes pour lesquelles aucun cycle n'a été réalisé en post-pic, on peut en déduire qu'elles sont exclusivement liées à ces cycles.
- La modélisation numérique (en pointillés sur la figure 5.3) retranscrit assez fidèlement le comportement enveloppe de la rupture de la liaison, tant la rigidité initiale que la force au pic ou le comportement post-pic. Il convient de rappeler que les paramètres du modèle de l'interface sont identiques pour les deux simulations avec 50 et 70 mm de longueur d'interface (éprouvettes réalisées avec la composition Vercors).

La force imposée peut également être exprimée en fonction du déplacement libre (en traits pleins sur la figure 5.4) et comparée à la modélisation numérique (en pointillés). Les courbes sont montrées à titre d'exemple sur deux éprouvettes avec des longueurs d'interface différentes.

Les déplacements imposés et libres proposent globalement la même évolution. Cependant, un décalage apparaît au pic entre déplacement imposé et déplacement libre, s'atténuant ensuite lorsque l'effort transmis entre l'acier et le béton par l'interface dégradée diminue. Ceci traduit le stockage d'une déformation élastique dans l'éprouvette de béton. Au fur et à mesure de la dégradation, cette déformation élastique est libérée du fait de la diminution de l'effort repris par l'éprouvette, et les deux déplacements se rapprochent sans toutefois devenir égaux.

Le modèle numérique reproduit assez fidèlement le comportement pré-pic de l'éprouvette avec une longueur d'interface à 70 mm. Concernant l'éprouvette avec 50 mm de longueur d'interface,



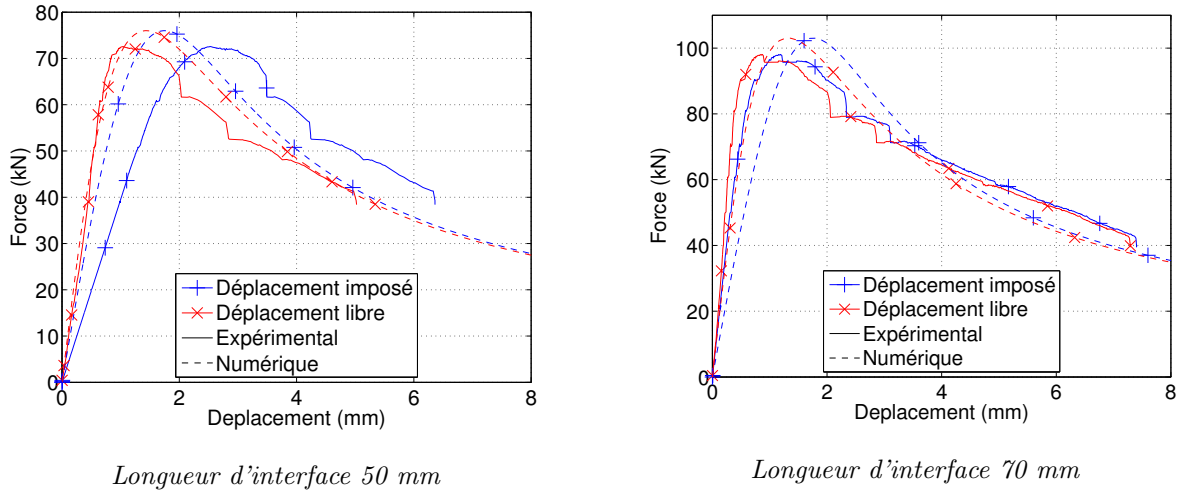


FIGURE 5.4: Force vs déplacements imposé et libre

le déplacement libre est bien reproduit mais pas le déplacement imposé. Ceci provient d'une flexion parasite dans l'éprouvette à cause d'une mauvaise surface de contact de l'armature avec la presse : celle-ci n'était pas orthogonale à l'axe de la barre. Ceci explique également pourquoi la simulation numérique est capable de reproduire correctement uniquement le déplacement libre : la flexion induit une diminution de la rigidité de l'éprouvette, caractérisée par une pente en force - déplacement imposé plus faible. Par contre, à l'autre extrémité de l'armature, cette flexion n'a pas d'effet.

De même, l'évolution en post-pic des deux éprouvettes est bien reproduite par la simulation numérique.

Les rigidités des cycles de charge-décharge sont calculées pour chaque cycle. Les critères d'efforts à partir desquels sont enclenchés ces cycles, ainsi que les paliers d'interrogation des fibres optiques, sont rappelés figure 5.5 pour une éprouvette avec 70 mm de longueur d'interface.

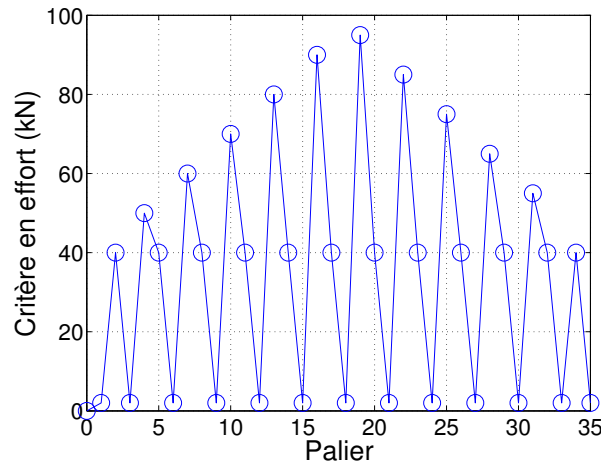


FIGURE 5.5: Critères d'effort

Les rigidités des cycles calculées à partir des courbes force - déplacement imposé augmentent régulièrement (cf. figure 5.6) jusqu'au pic, ce qui est dans la continuité des résultats du chapitre 3. Cette évolution n'est donc pas modifiée pour les derniers paliers avant le pic. Lors de la phase post-pic, on ne distingue pas de tendance forte. A part pour une éprouvette, les rigidités soit

restent constantes soit diminuent légèrement après le pic, tout en restant supérieures aux valeurs mesurées pour les mêmes efforts avant le pic. Une des deux éprouvettes avec 50 mm de longueur d'interface voit sa rigidité des cycles augmenter très fortement au premier palier après le pic puis diminuer régulièrement. Il s'agit de l'éprouvette pour laquelle un mauvais alignement de la surface de l'acier en contact avec la presse a été observé, ce qui laisse à penser que les deux phénomènes sont liés.

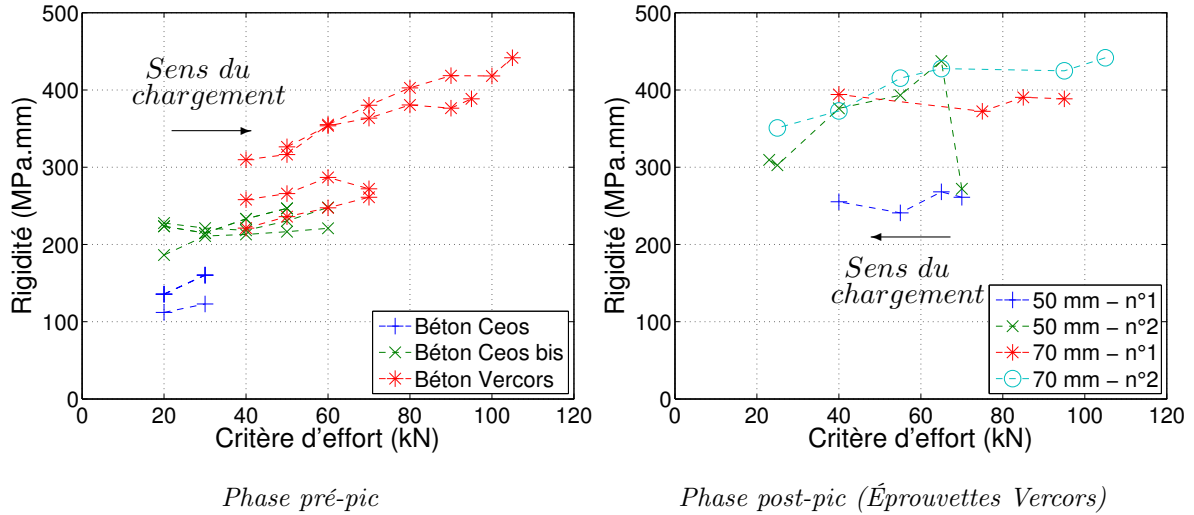


FIGURE 5.6: Rigidités des cycles force - déplacement imposé

Les rigidités sont également calculées pour les cycles de charge-décharge en fonction du déplacement libre (cf. figure 5.7). De même qu'au chapitre 3, les valeurs sont nettement supérieures aux rigidités mesurées avec le déplacement imposé. De plus, elles augmentent régulièrement au cours du chargement avant le pic et diminuent après le pic. Les valeurs finales à la fin de l'essai sont très proches des valeurs du début de l'essai. Par ailleurs, contrairement à précédemment, on ne peut pas distinguer l'éprouvette qui présente une flexion car son effet n'est pas perceptible à l'extrémité libre de l'armature.

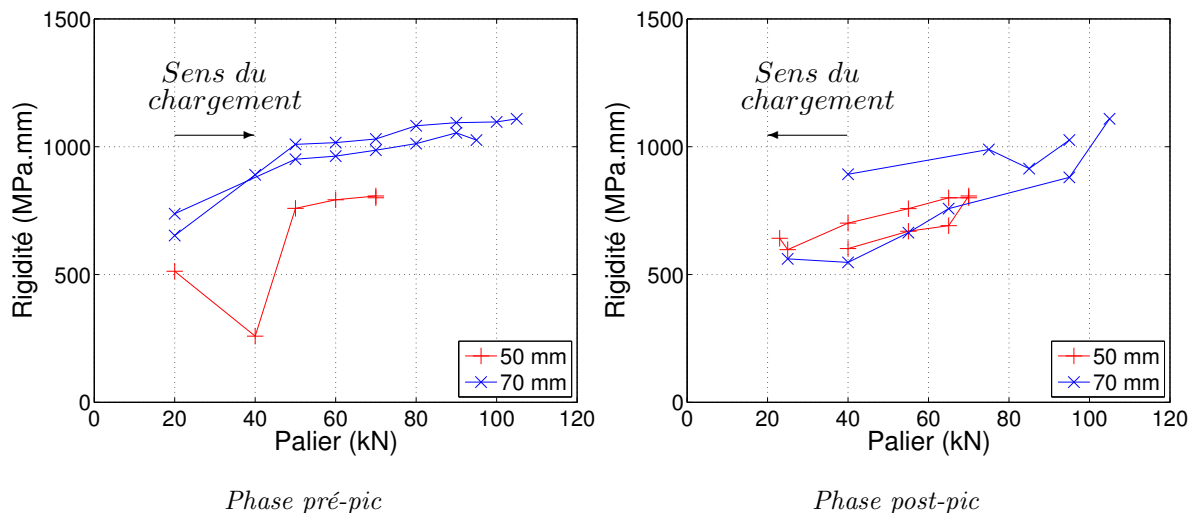


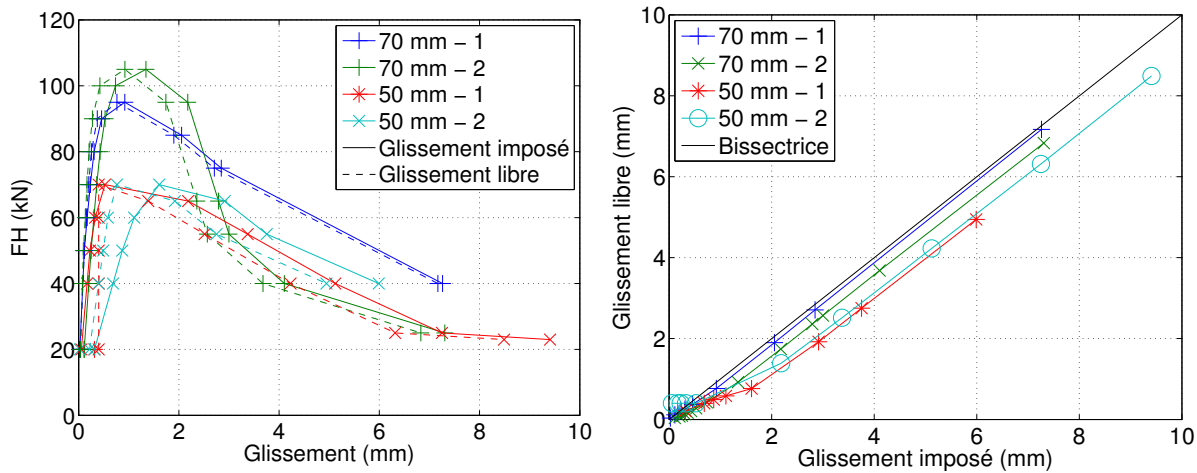
FIGURE 5.7: Rigidités des cycles force - déplacement libre (éprouvettes Vercors)

Cette rigidification s'explique avant le pic par le compactage du béton au droit des nervures, là où les bielles de compression se forment. Leur rupture se fait suivant un faible endommagement et de fortes déformations permanentes. Ce faible endommagement contribue donc à diminuer la

rigidité des cycles de charge-décharge après le pic.

L'évolution des glissements imposés (en traits pleins) et libres (en pointillés) en fonction de la force historique (FH) est également étudiée au cours de l'essai (cf. figure 5.8). Sans tenir compte de la partie dite linéaire étudiée chapitre 3, plusieurs observations peuvent être réalisées :

- Le comportement post-pic est caractérisé par un important glissement imposé (en tête de l'interface, traits pleins) et libre (en pied de l'interface, traits pointillés), ce qui correspond à un glissement global de l'armature dans le béton (cf. figure 5.8a).
- Il existe un différentiel entre glissement imposé (en tête de l'armature) et glissement libre à force historique identique. Celle-ci correspond en post-pic à la force enveloppe de l'éprouvette (ie sans prendre en compte les cycles) et aux paliers de mesures par fibres optiques associés.
- Dans la zone de transition entre la partie linéaire du comportement de l'éprouvette et le pic (c'est-à-dire pour un glissement imposé entre 0,5 et 2 mm), le glissement imposé évolue plus rapidement que le glissement libre (cf. figure 5.8b).
- Pour un glissement imposé supérieur à 2 mm, les deux glissements évoluent parallèlement, le différentiel entre les deux données est donc constant.



a) Force historique fonction des glissements

b) Comparaison des glissements imposés et libres

FIGURE 5.8: Étude des glissements imposés et libres de l'armature dans le béton

Le chapitre 3 a montré que l'armature, au cours de l'essai mais avant le pic, emmagasine une énergie qui n'est pas totalement restituée lors des décharges, ce qui mène à l'apparition d'une déformation de compression auto-équilibrée par le béton. Celle-ci provient d'un frottement entre l'acier et le béton lors des décharges de l'éprouvette. Les mesures réalisées montrent que cette déformation, proportionnelle au différentiel entre glissement imposé et libre, augmente jusqu'au pic. Au-delà du pic, elle reste stable.

En effet, lorsque le pic est atteint, la liaison acier-béton est entièrement dégradée et une macrofissure apparaît entre l'acier et le béton. Le transfert des efforts est alors assuré essentiellement par le frottement ainsi que les contacts ponctuels entre les deux lèvres de la fissure. Ce frottement n'augmente donc plus au cours de l'essai, les contraintes de l'acier à chargement quasi nul non plus.

### 5.1.3 Valeurs caractéristiques

Trois éprouvettes réalisées avec le béton Ceos et Ceos bis ont été testées jusqu'à un déplacement imposé supérieur à 15 mm. Pour un tel déplacement, un palier en effort final apparaît,

caractérisant le frottement résiduel entre acier et béton. L'hypothèse d'une contrainte de cisaillement homogène le long de l'interface est ici réaliste, car le seul phénomène à l'œuvre est un frottement le long de l'interface. Il est alors possible d'estimer ce frottement pour chaque essai (cf. tableau 5.4). La valeur est ramenée à la même résistance en compression du béton pour l'éprouvette coulée avec le béton Ceos bis. On obtient alors une résistance moyenne de frottements de 3,6 MPa, avec un écart type de 0,72 MPa.

Longueur d'interface	Béton	Résistance moyenne due aux frottements (MPa)
70 mm (1)	Ceos	2.72
70 mm (2)	Ceos	4.48
170 mm	Ceos bis	2.87 (corrigé : 3.64)
<b>Moyenne</b>	—	<b>3.6</b>

TABLE 5.4: Contrainte de frottements acier-béton

Les valeurs disponibles dans la littérature à titre de comparaison sont seulement issues de rupture par éclatement du béton et non par glissement global de l'armature. Ainsi, Malvar [1991] obtient une contrainte résiduelle variant entre 1 et 2 MPa (avec un béton de résistance en compression égale à 40 MPa) alors que Eligehausen *et al.* [1983] déduit de ses essais une contrainte résiduelle d'environ 1 MPa (avec un béton de résistance en compression égale à 30 MPa). Dans ce cas de rupture, l'armature a plus d'espace pour glisser du fait de la multi fissuration longitudinale ce qui réduit le confinement de l'interface. La contrainte de frottements entre l'acier et le béton est donc plus faible que dans nos essais, tout en restant du même ordre de grandeur.

D'autre part, de l'effort au pic  $F_{max}$ , la résistance nominale de l'interface au cisaillement  $\tau_{int}$  peut être directement déduite en fonction du diamètre d'acier  $\phi_a$  et de la longueur d'interface  $l_{int}$  (cf. équation 5.10).

$$\tau_{int} = \frac{F_{max}}{\pi \phi_a l_{int}} \quad (5.10)$$

L'étude des efforts et des contraintes nominales de cisaillement au pic en fonction de la longueur d'interface (cf. figure 5.9) mène aux observations suivantes :

- Pour chaque formulation de béton, la force au pic semble être proportionnelle à la longueur d'interface, ce qui est conforme à la littérature et est illustré par les tendances tracées en pointillés (cf. figure 5.9a). Ceci implique une indépendance de la résistance de l'interface à la longueur de l'interface.
- On constate une forte dépendance de la force au pic aux caractéristiques mécaniques du béton, se traduisant par le tracé d'une tendance par formulation de béton.
- Les valeurs de la résistance nominale au cisaillement varient de 8 à 30 MPa suivant le béton (cf. figure 5.9b).

On cherche à savoir si  $\tau_{int}$  est liée uniquement à l'une des caractéristiques mécaniques du béton. Pour cela, dans la continuité des travaux relevés dans la littérature (cf. respectivement Eligehausen *et al.* [1983] et Tepfers [1979] d'une part, Rehm [1957] et Torre-Casanova [2013] d'autre part), un lien de proportionnalité est postulé d'une part avec la résistance en traction  $f_t$  (cf. équation 5.11) et d'autre part avec la résistance en compression  $f_c$  du béton (cf. équation 5.12).

$$\tau_{int} \propto f_t \quad (5.11)$$

$$\tau_{int} \propto f_c \quad (5.12)$$

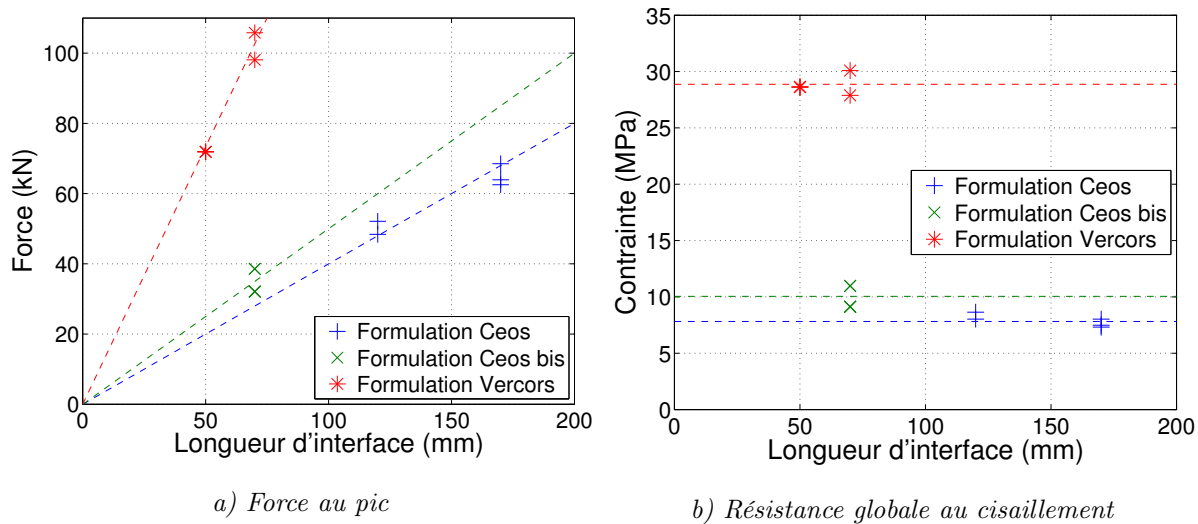


FIGURE 5.9: Valeurs maximales au pic

Les résistances en traction des différents bétons n'ayant pas été déterminées expérimentalement, elles sont calculées à partir des résistances en compression grâce la formule de l'Eurocode (cf. équation 5.13).

$$f_t = 0,3f_c^{2/3} \quad (5.13)$$

Précisons que la relation de proportionnalité que l'on voit habituellement entre  $\tau_{int}$  et  $\sqrt{f_c}$  est en fait une relation de proportionnalité entre  $\tau_{int}$  et  $f_t$ ,  $f_t$  étant, dans le contexte de la liaison acier-béton, relié à  $f_c$  par une relation de type racine carrée (tout du moins lors des essais de Eligehausen).

Afin de comparer les deux relations proposées, les résistances au cisaillement obtenues sont normalisées par rapport à  $f_c$  et à  $f_t$  (cf. tableau 5.5).

Formulation de béton	Numéro d'éprouvette	Résistance moyenne au cisaillement (MPa)	Résistance au cisaillement normalisée...	
			par rapport à $f_c$	par rapport à $f_t$
Ceos $f_c=27.4$ MPa	1 (70 mm)	11,0	0,40	4,0
	2 (70 mm)	9,1	0,33	3,3
	<b>Moyenne</b>	<b>10,1</b>	<b>0,37</b>	<b>3,7</b>
Ceos bis $f_c=21.6$ MPa	1 (120 mm)	8,6	0,39	3,7
	2 (170 mm)	7,3	0,34	3,1
	3 (170 mm)	7,5	0,35	3,2
	<b>Moyenne</b>	<b>7,8</b>	<b>0,36</b>	<b>3,4</b>
Vercors $f_c=38.5$ MPa	1 (50 mm)	28,9	0,75	8,5
	2 (50 mm)	28,6	0,74	8,3
	3 (70 mm)	27,9	0,72	8,1
	4 (70 mm)	30,1	0,78	8,7
	<b>Moyenne</b>	<b>28,9</b>	<b>0,75</b>	<b>8,4</b>

TABLE 5.5: Résistances au cisaillement

La correction à partir de  $f_c$  donne des valeurs de résistances identiques pour les formulations Ceos et Ceos bis. A contrario, la correction à partir de  $f_t$  ne permet pas de faire de rapprochement entre les deux formulations. Cette remarque peut être étendue à toutes les relations puissance reliant  $f_t$  et  $f_c$ . Concernant le béton Vercors, les deux corrections ne permettent pas de supposer

un lien direct entre la résistance moyenne au cisaillement et l'une des deux résistances du béton.

De cette discussion, trois remarques importantes peuvent être formulées :

- 1 Dans le cas de deux bétons présentant uniquement une différence de quantité d'eau (cas des bétons Ceos et Ceos bis),  $\tau_{int}$  est proportionnel à  $f_c$  et non à  $f_t$ .
- 2 Cependant, si le squelette granulaire et le ciment sont modifiés (cas du béton Vercors par rapport aux bétons Ceos et Ceos bis), cette relation linéaire n'est pas retrouvée.
- 3 Aucun lien n'a pu être obtenu entre  $\tau_{int}$  et  $f_t$  pour les trois types de béton.

La problématique observée dans la bibliographie sur l'utilisation de l'une ou de l'autre des deux formules (relation de  $\tau_{max}$  avec  $f_t$  ou  $f_c$ ) peut s'expliquer par une confusion due à la proximité des modes de rupture par éclatement du béton et glissement global de l'interface : de nombreux auteurs (par exemple Eligehausen *et al.* [1983], Esfahani *et al.* [2008] ou Malvar [1992]) ont considéré qu'une rupture par éclatement du béton était caractéristique d'une rupture d'interface. Cette affirmation mérite d'être nuancée.

En effet, une rupture d'interface doit nécessairement être caractérisée par l'apparition d'une fissure cylindrique autour de l'armature. Tout autre mode de rupture serait alors considéré comme lié à l'un des deux matériaux : au béton l'éclatement dans un plan longitudinal ou l'arrachement d'un cône, à l'acier la plastification ou le flambement. Ainsi, l'apparition d'une fissure longitudinale ou cônica dans le béton provient de trop importantes contraintes de traction dans le béton. Or, si leur présence est indubitablement une conséquence de la présence d'une barre d'acier et donc d'une liaison acier-béton, le critère de rupture dépend uniquement des caractéristiques mécaniques du béton plein et non de l'interface. La plupart des essais caractérisés par ce mode de rupture, tant dans ce mémoire de thèse (cf. chapitre 4) que dans la bibliographie, font d'ailleurs état d'une interface généralement vierge après la ruine de l'éprouvette. Ceci explique le lien direct obtenu par certains chercheurs entre une pseudo-résistance de l'interface et la résistance en traction du béton (cf. Eligehausen *et al.* [1983] et Tepfers [1979]).

Dans les essais caractérisés par une rupture autre que le glissement global de l'interface, il convient donc de ne pas considérer la contrainte de cisaillement de l'interface comme étant la résistance de l'interface, mais seulement comme un minimum de celle-ci.

Afin de vérifier cette hypothèse, les résistances mesurées dans la littérature (cf. tableau 1.1) et lors de nos essais sont exprimées en fonction de  $f_c$  (cf. figure 5.10). Lorsque les deux modes de

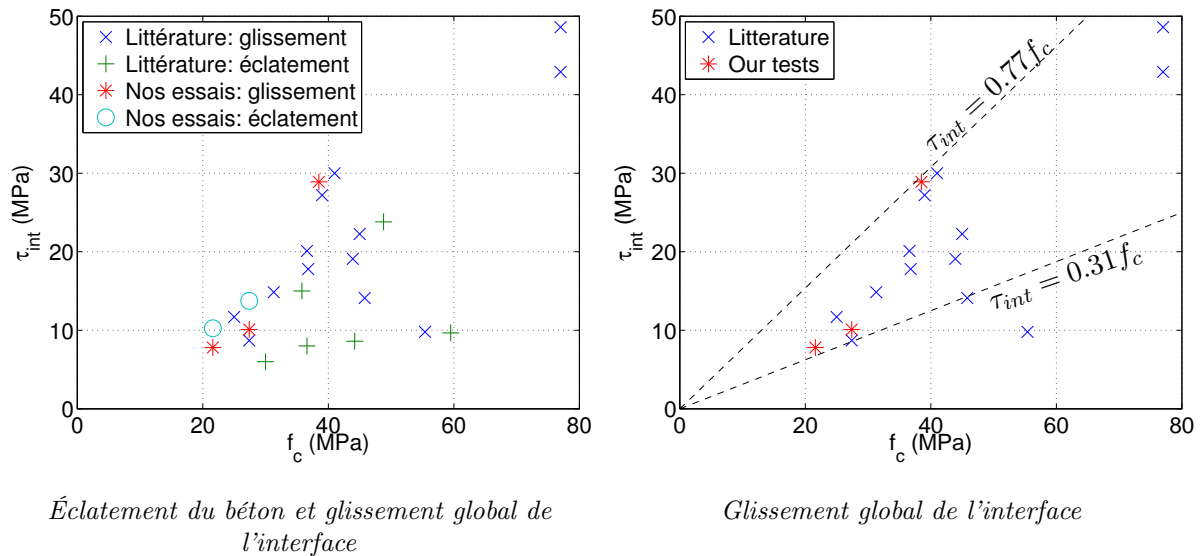


FIGURE 5.10: Expression de  $\tau_{int}$  en fonction de  $f_c$  pour des essais non confinés

rupture (éclatement du béton et glissement global de l'armature) sont pris en compte, les valeurs sont très dispersées et il reste difficile de trouver une relation de type linéaire ou puissance avec  $f_c$ . Cependant, si le mode de rupture par glissement global de l'interface est isolé, il est possible d'encadrer les mesures dans un faisceau.

De fait, la résistance de l'interface au cisaillement est principalement déterminée par la résistance des bielles de compression. Or, le béton dont elles sont formées comporte des modifications dues à la présence proche de l'armature : les gros granulats y sont moins présents que dans le reste du béton. La granulométrie du béton, et donc sa résistance en compression, est donc modifiée. A contrario, les granulats de très faible taille ne sont pas influencés à l'échelle de la bielle de compression, le matériau ne peut donc pas être assimilé à un mortier. Le béton à la base des bielles de compression correspond donc à un béton différent, caractérisé par son propre module d'Young, sa propre résistance en compression et en traction. Afin de déterminer le comportement de l'interface, il faudrait déterminer ses caractéristiques mécaniques spécifiques.

## 5.2 Influence d'un chargement monotone sur le comportement local de la liaison

L'instrumentation par fibres optiques permet d'étudier le comportement local des éprouvettes et notamment de l'interface lors du post-pic. Néanmoins, les mesures réalisées sont souvent difficiles à exploiter du fait d'un bruit important, notamment en post-pic. Une éprouvette rassemblant cependant des mesures de qualité suffisante pour être étudiées est l'éprouvette numéro 1 avec 50 mm de longueur d'interface. Les autres mesures sont rassemblées en annexes B, C et D. Il convient de préciser que cette éprouvette présente, contrairement aux autres, une certaine flexion car la section plane en contact avec l'acier n'est pas orthogonale à l'axe de l'armature. Les mesures réalisées sont comparées aux résultats d'une simulation numérique de l'essai où la rupture par glissement global d'interface est prise en compte.

### 5.2.1 Détermination des contraintes locales de cisaillement

De manière générale, les mesures réalisées par les fibres optiques dans l'acier lors des paliers autour et au-delà du pic (cf. figure 5.11) sont assez dégradées. On peut en déduire que la dégradation de l'interface joue très nettement sur la qualité des mesures, empêchant de pouvoir faire des analyses claires des répartitions des déformations le long de l'armature.

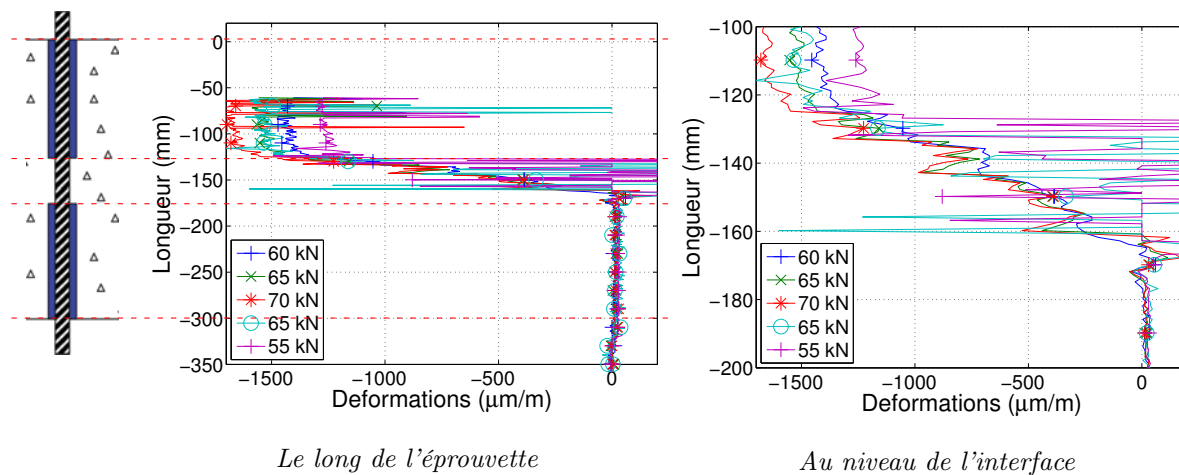


FIGURE 5.11: Déformations de l'acier, paliers enveloppe autour du pic

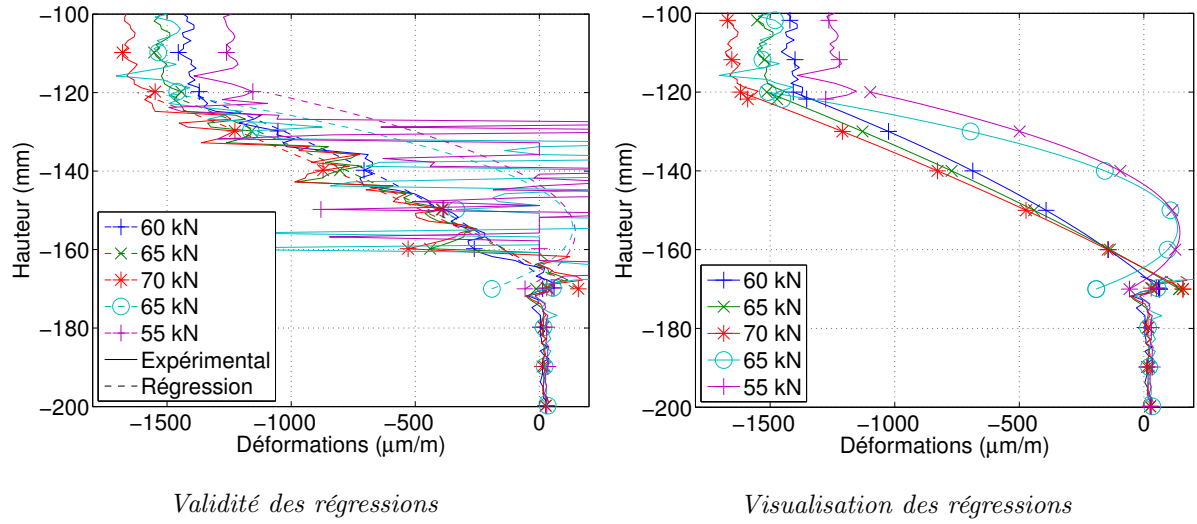


FIGURE 5.12: Régression quadratique des déformations de l'acier, paliers enveloppe

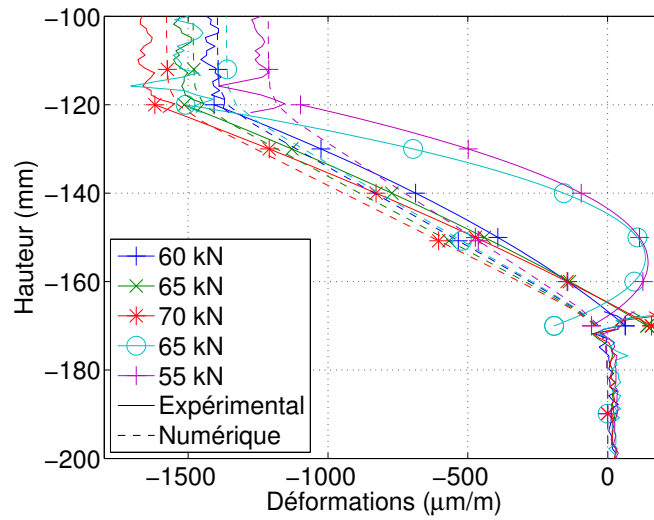


FIGURE 5.13: Déformations numériques et expérimentales de l'acier, paliers enveloppe

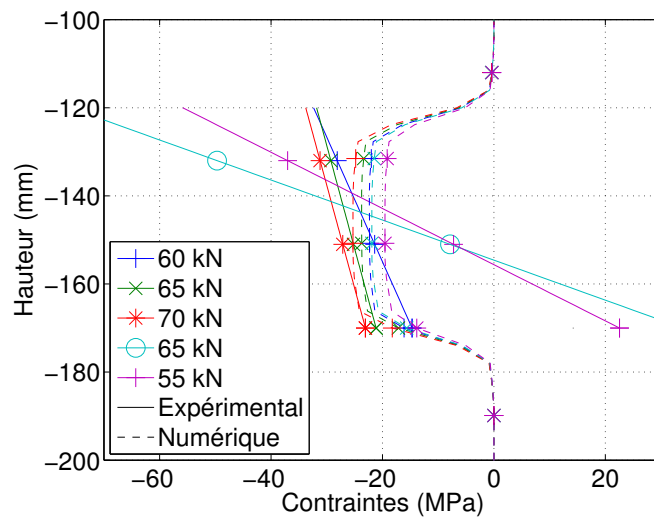


FIGURE 5.14: Contraintes de cisaillement de l'interface, paliers enveloppe



De ce fait, la régression quadratique réalisée (cf. figure 5.12) permet d'obtenir une bonne approximation des déformations jusqu'au pic à 70 kN. Au-delà, la présence de données très erratiques empêche d'obtenir une régression acceptable des mesures expérimentales.

La comparaison avant le pic des régressions des mesures expérimentales avec la simulation numérique de l'essai (cf. figure 5.13) semble confirmer la différence de profil des déformations observée chapitre 3 : les déformations expérimentales sont quadratiques et les déformations numériques linéaires. Cette différence subsiste donc jusqu'au pic.

Suite à ces régressions, les contraintes de cisaillement sont calculées le long de l'interface (cf. figure 5.14). Pour rappel, les contraintes locales de cisaillement sont déduites des mesures de déformation de l'acier grâce à l'équation 5.14.

$$\sigma_{rz,int}(z) = E_a \frac{\partial \epsilon_{zz,acier}(z)}{\partial z} \cdot \frac{\phi_a}{4} \quad (5.14)$$

Le gradient des contraintes obtenues expérimentalement est constant jusqu'au pic. Le profil des contraintes n'est donc pas modifié au moment où la fissuration se déclenche. En comparaison, les contraintes de cisaillement obtenues numériquement sont toujours uniformes sur l'interface. On constate par ailleurs que les contraintes de cisaillement atteignent localement avant le pic des valeurs supérieures à 30 MPa alors que la contrainte nominale ne dépasse pas 25 MPa.

### 5.2.2 Caractérisation du glissement global de l'armature

A contrario des fibres optiques de l'acier, les fibres optiques dans le béton ont bien résisté au cours du chargement et leurs déformations ont pu être mesurées en post-pic.

La fibre optique dans le béton à 15 mm de l'armature mesure des déformations de compression dans la partie inférieure de l'interface et de traction dans la partie supérieure (cf. figure 5.15). Les valeurs évoluent globalement suivant l'effort imposé, ce qui indique que le béton entourant la fibre optique réagit élastiquement au chargement.

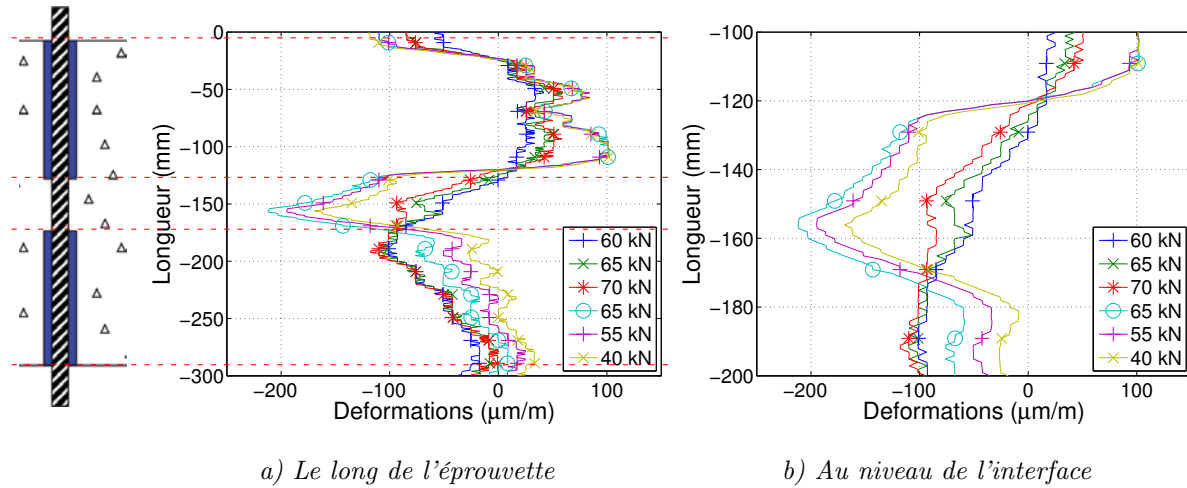


FIGURE 5.15: Déformations de la fibre optique à 15 mm de l'armature, paliers enveloppe

Cependant, on observe un saut de déformation entre les paliers à 70 kN (correspondant au pic) et à 65 kN (en post-pic). Ce phénomène n'est pas observé sur les autres éprouvettes. On peut supposer que la redistribution des déformations est donc liée à une variation de la flexion spécifique à cette éprouvette lorsque celle-ci se rapproche de la rupture.

Les profils étant de bonne qualité, il n'est pas nécessaire de réaliser une régression polynomiale. Les mesures réalisées sont donc comparées avec les déformations numériques convoluées (en pointillés) correspondant aux déformations de la fibre optique numérique (cf. figure 5.16). Les profils et les valeurs expérimentales et numériques sont globalement comparables avant le pic. On note que le saut de déformation n'est pas reproduit par la simulation numérique.

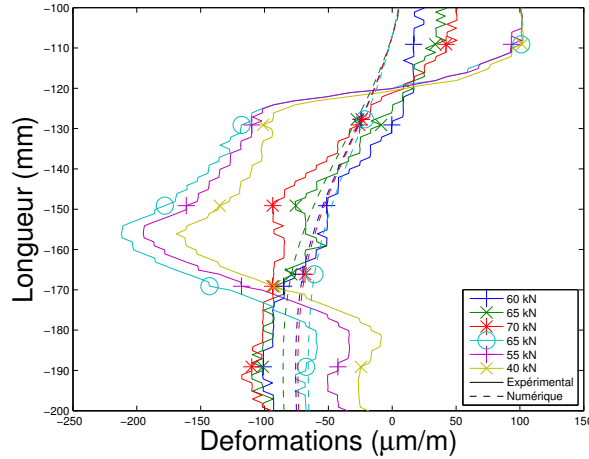


FIGURE 5.16: Comparaison des mesures expérimentales avec la simulation numérique

Les profils des déformations de la fibre optique à 8 mm de distance de l'armature ainsi que les régressions réalisées (cf. figure 5.17) amènent à plusieurs remarques :

- Dans la partie supérieure de l'interface : les déformations sont en traction et augmentent constamment, que l'on se place avant ou après le pic. Cette évolution peut être reliée à la zone de transition en traction entre le béton non chargé et la première bielle de compression.
- Dans la partie inférieure de l'interface : les déformations sont en compression. On retrouve, dans une moindre mesure, le saut de déformation observé sur la fibre optique à 15 mm au niveau du pic (cf. figure 5.18a). Il est cependant complexe d'étudier l'évolution des déformations au cours du chargement, même en observant uniquement les déformations mesurées sans régression (cf. figure 5.18b).

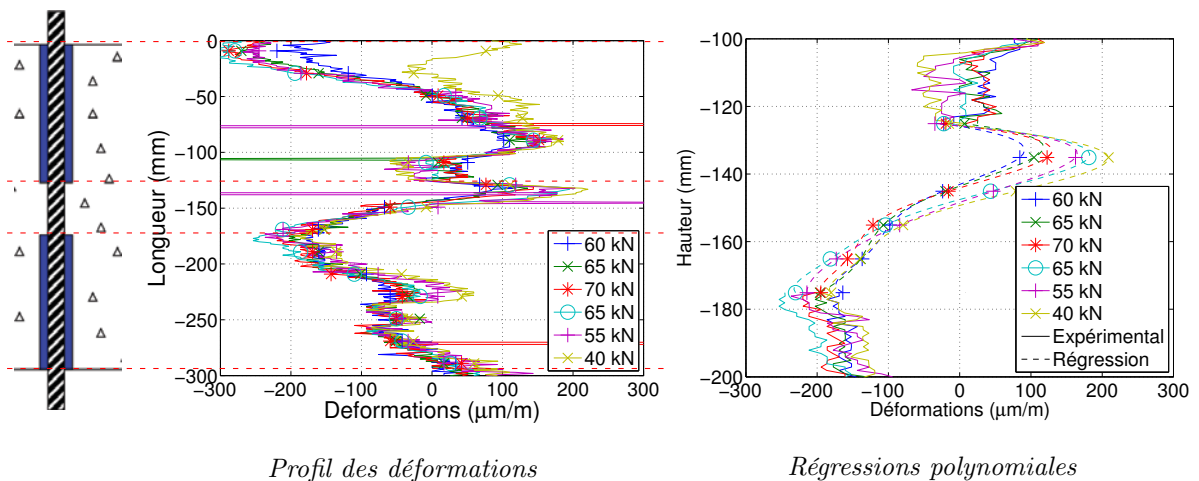


FIGURE 5.17: Déformations de la fibre optique à 8 mm de l'armature, paliers enveloppe

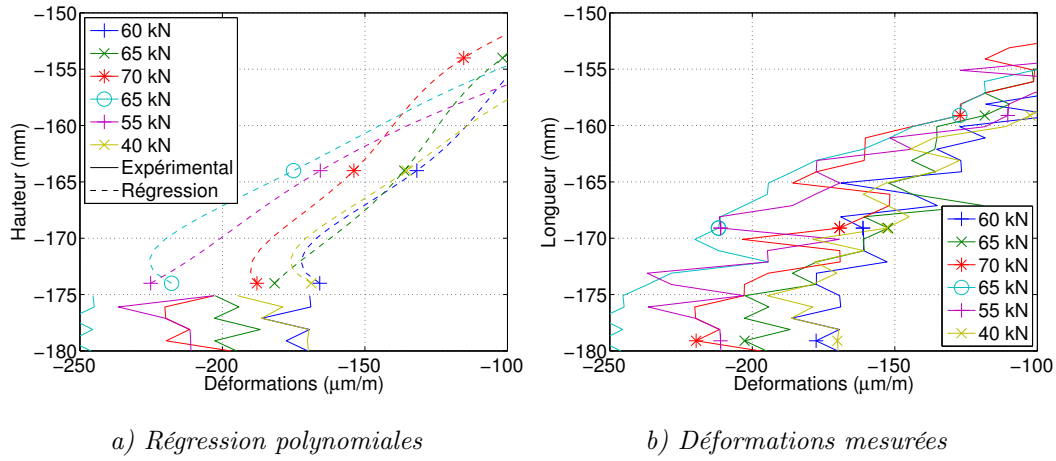


FIGURE 5.18: Évolution des profil de déformation à l'extrémité inférieure de l'interface

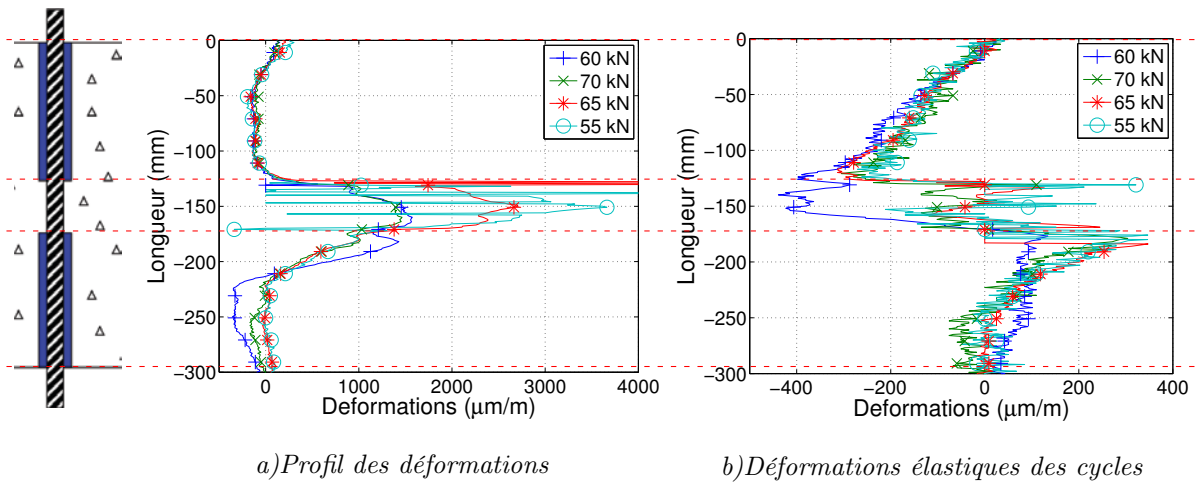
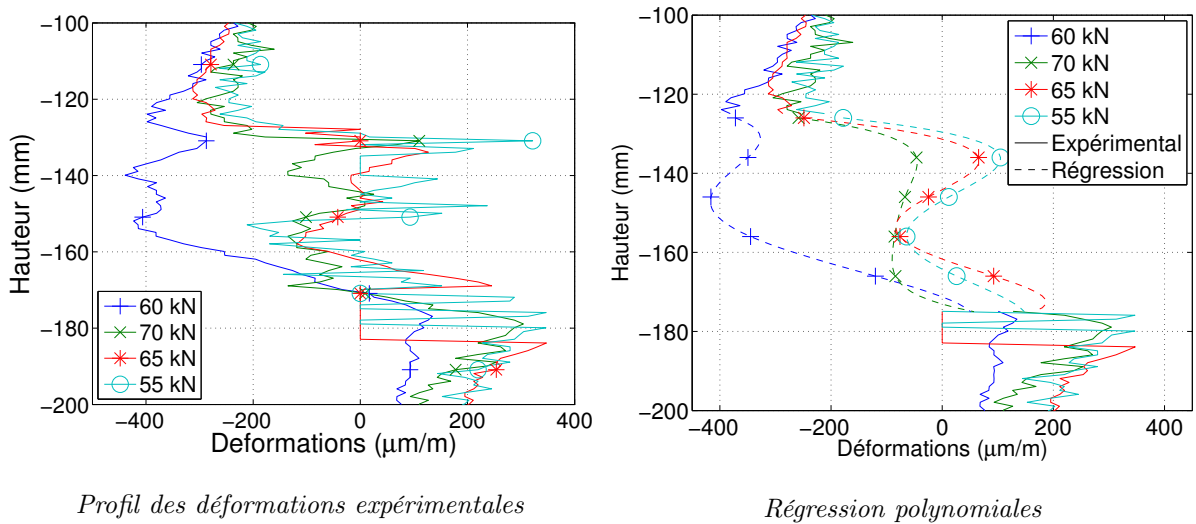


FIGURE 5.19: Déformations de la fibre optique accolée à l'armature, paliers enveloppe

FIGURE 5.20: Régressions des déformations de la fibre optique accolée à l'armature  
Paliers enveloppe

Enfin, les déformations de la fibre optique accolée à l'armature sont très élevées, montrant à nouveau la présence d'une fissure (cf. figure 5.19a). Les mesures réalisées au palier final de 40 kN n'ont pas été présentées car elles montrent uniquement un fort bruit avec des valeurs oscillant entre plus et moins 10 000  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Contrairement aux déformations relevées bien avant le pic d'effort et montrant la présence d'une fissure localisée à l'extrémité inférieure de l'interface (cf. chapitre 3), les valeurs relevées ici montrent que la grande déformation de traction est générale sur toute la longueur de l'interface. Ceci traduit la présence d'une macrofissure le long de la fibre optique. Afin de s'affranchir de ces grandes déformations, la même opération qu'au chapitre 3 est réalisée : pour chaque palier de mesure enveloppe, on soustrait les déformations mesurées à chargement quasi-nul lors du cycle de charge-décharge qui suit (cf. figure 5.19b). Ceci revient à étudier les déformations élastiques des cycles.

Les régressions polynomiales d'ordre 5 sont alors réalisées (cf. figure 5.20). Le profil des déformations le long de l'interface évolue lorsque le pic est atteint :

- Entre -160 et -125 mm : les valeurs diminuent fortement entre les paliers à 60 et 70 kN, de -400  $\mu\text{m}/\text{m}$  à -100  $\mu\text{m}/\text{m}$ . Au-delà de 70 kN, c'est-à-dire en comportement post-pic, les déformations deviennent en partie positives.
- Entre -175 et -160 mm : les valeurs diminuent progressivement avec le chargement.

Le chapitre 3 a montré que le profil des déformations de cette fibre optique avant le pic est similaire à celui de l'acier. Or, en passant le pic, les valeurs diminuent brutalement, ce qui ne correspond pas au profil de déformations de l'acier. L'interface n'assure donc plus le transfert des efforts entre l'acier et le béton.

La comparaison avec les mesures numériques (cf. figure 5.21) confirme la diminution de l'écart entre les valeurs expérimentales et numériques. Du fait de la spécificité du modèle joint, les déformations numériques correspondent aux déformations du béton hors de l'interface. A la fin de l'essai, les déformations de la fibre optique accolée à l'armature ont des valeurs égales à celles de la simulation dans la partie centrale de l'interface.

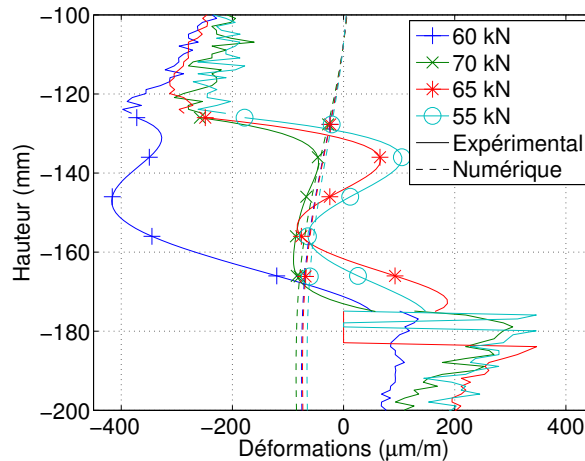


FIGURE 5.21: Comparaison des déformations expérimentales et numériques  
Fibre accolée à l'armature, paliers enveloppe

On peut constater en comparant les déformations des différentes fibres optiques à un même palier que :

- A 60 kN (cf. figure 5.22a), le fort différentiel de déformation entre la fibre accolée à l'armature d'une part, et les fibres dans le béton d'autre part, est toujours présent. On constate néanmoins qu'entre -150 mm et -125 mm, les déformations de la fibre optique accolée n'augmentent plus. Ceci laisse penser qu'une fissuration s'est déjà développée le long de

l'interface entre -125 mm et -150 mm, soit 50% de la longueur totale de l'interface, empêchant le transfert d'efforts de l'acier au béton à cet endroit. Les déformations étant convoluées, il est probable que la longueur d'interface dégradée soit plus faible. Le reste de la liaison n'est pas encore dégradé, permettant encore de transférer des efforts.

- A 70 kN (cf. figure 5.22b), le fort différentiel de déformation a disparu, les valeurs ainsi que les profils de déformations sont globalement similaires pour les trois fibres optiques du béton. On peut en déduire que la macrofissure a complètement traversé l'éprouvette. Aux extrémités de l'interface, les problématiques de la fonction de convolution ne permettent pas, pour la fibre optique accolée à l'armature, de se faire une idée correcte des valeurs de déformations du béton.

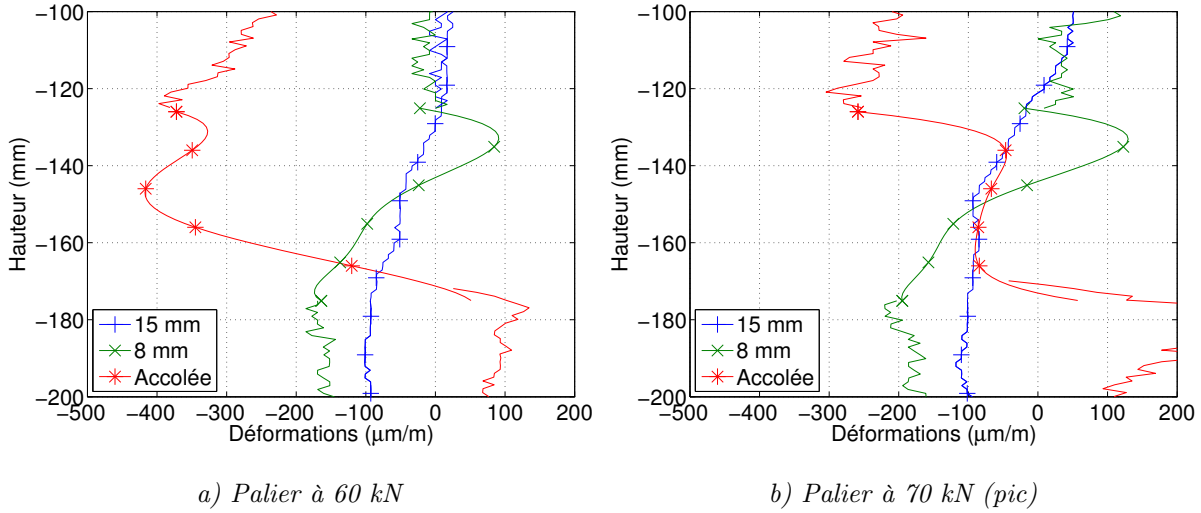


FIGURE 5.22: Déformations des fibres optiques dans le béton

L'étude des paliers en post-pic à 65 puis 55 kN (cf. figure 5.23) montre que les déformations mesurées par la fibre optique accolée à l'armature restent similaires, tant par leurs valeurs que par leurs profils, aux déformations de la fibre optique à 8 mm de distance de l'armature.

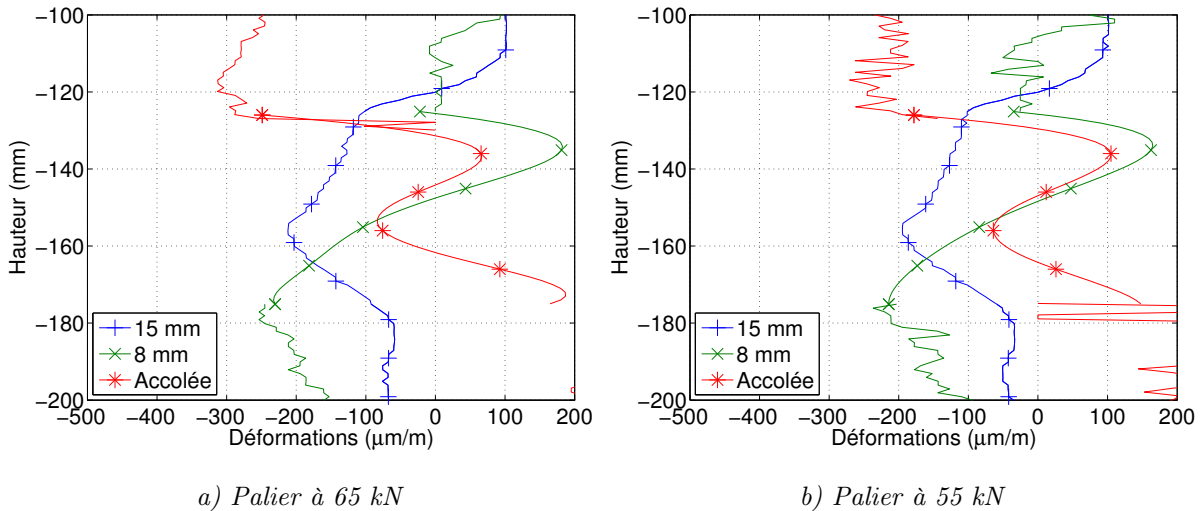


FIGURE 5.23: Déformations des fibres optiques dans le béton

On peut donc conclure que les mesures des fibres optiques du béton mettent en évidence la propagation d'une fissure à l'interface entre l'acier et le béton. Les déformations des trois fibres optiques dans le béton ont des profils et des valeurs similaires, traduisant la séparation de l'acier

et du béton. Par ailleurs, la fissuration s'initie avant le palier à 60 kN. A ce stade (soit 86% du chargement total), elle s'est déjà propagée sur un peu moins de la moitié de l'interface. Au pic, i.e. à 70 kN, la fissure s'est propagée sur toute la hauteur de l'interface.

### 5.3 Étude des non-linéarités à effort constant (40 kN)

Les non-linéarités du comportement de l'interface sont étudiées grâce aux paliers à 40 kN. L'étude des fibres optiques dans l'acier ne permet cependant pas d'amener d'informations supplémentaires du fait de la mauvaise qualité des mesures en post-pic (cf. figure 5.24).

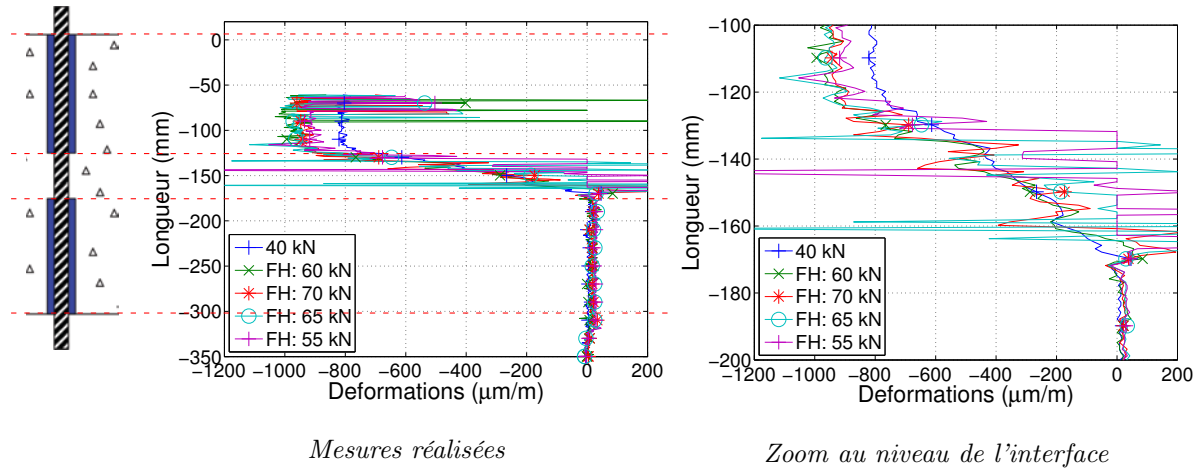


FIGURE 5.24: Déformations de l'acier, paliers 40 kN

En ce qui concerne la fibre optique du béton à 15 mm de l'armature, un décalage important se produit juste après le pic (cf. figure 5.25a), ce qui est dans la continuité des observations des paliers enveloppe. Ce décalage intervient en deux temps sur les paliers à 70 puis à 65 kN. Avant celui-ci, les déformations varient de 0 à  $-50 \mu\text{m/m}$ , puis entre  $-100$  et  $-150 \mu\text{m/m}$  après celui-ci. Sans considérer ce décalage, on observe à nouveau la présence d'une déformation de traction homogène le long de l'interface et augmentant avec la progression de l'essai. L'évolution de cette déformation est donc liée à la contrainte de traction auto-équilibrée qui se développe dans le béton du fait du glissement global de l'armature dans le béton.

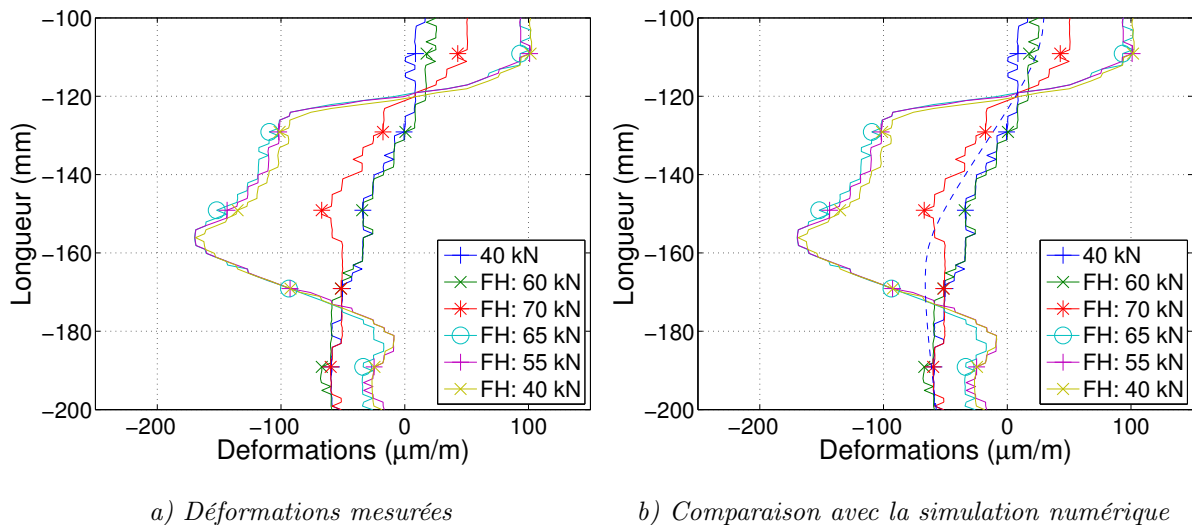


FIGURE 5.25: Déformations de la fibre à 15 mm de distance

La comparaison des mesures expérimentales avec la simulation numérique (cf. figure 5.25b) montre une bonne corrélation avant le pic.

De même que pour les paliers enveloppe, les mesures de la fibre optique à 8 mm de l'armature (cf. figure 5.26) présentent des valeurs bruitées.

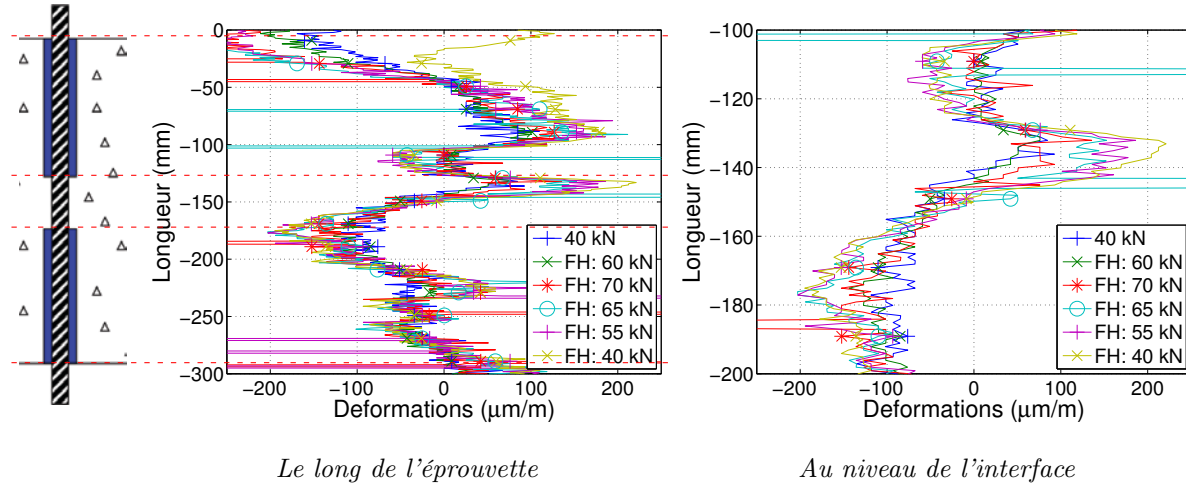


FIGURE 5.26: Profil des déformations, fibre à 8 mm de distance, paliers à 40 kN

Il est donc nécessaire de réaliser à nouveau des régressions polynomiales (cf. figure 5.27a). L'interface peut alors être séparée en deux zones :

- Dans la partie supérieure de l'interface, on obtient à nouveau une déformation de traction augmentant avec le chargement, que ce soit avant ou après le pic. Cette déformation peut s'expliquer localement par la transition du béton non chargé à la première bielle de compression.
- Dans la partie inférieure de l'interface, les mesures font apparaître au niveau du pic un saut de déformation. Néanmoins, une observation plus rapprochée des déformations (cf. figure 5.28) indique qu'il est difficile, sur une aussi petite distance, d'analyser avec précision l'évolution des déformations, même en observant uniquement les mesures réalisées.

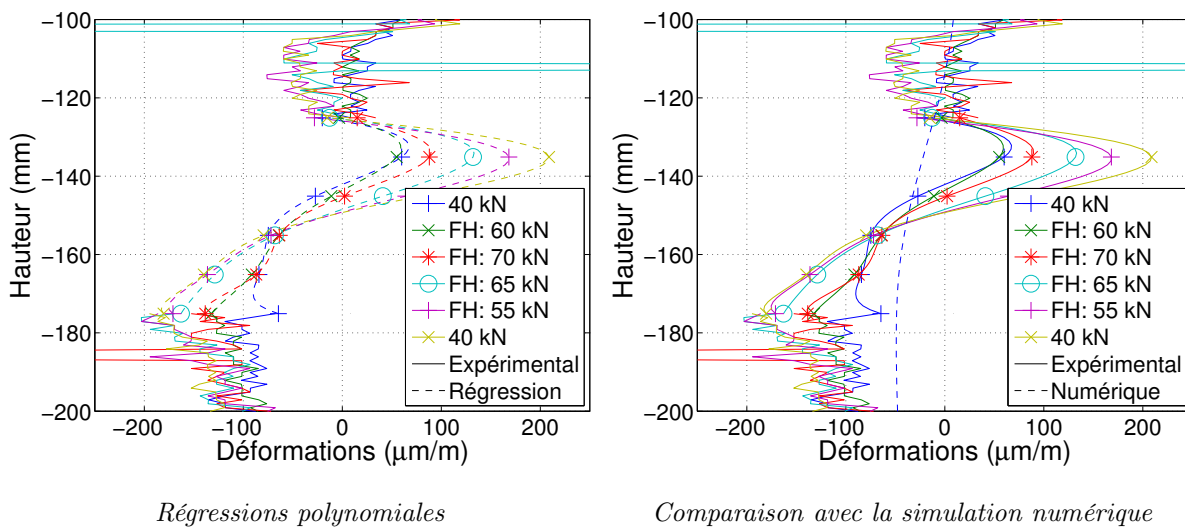


FIGURE 5.27: Déformations de la fibre à 8 mm de distance, paliers à 40 kN

En comparant à la modélisation numérique (cf. figure 5.27b), le pic en traction dans la partie supérieure de l'interface n'est pas reproduit. Dans la partie inférieure de l'interface, les valeurs



obtenues expérimentalement sont sensiblement plus élevées.

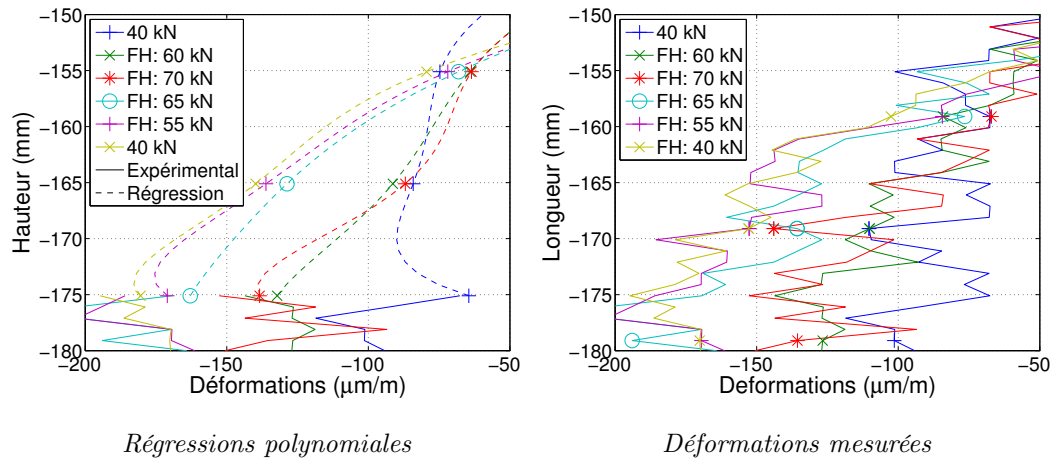


FIGURE 5.28: Déformations à l'extrémité inférieure de l'interface, fibre à 8 mm, paliers 40 kN

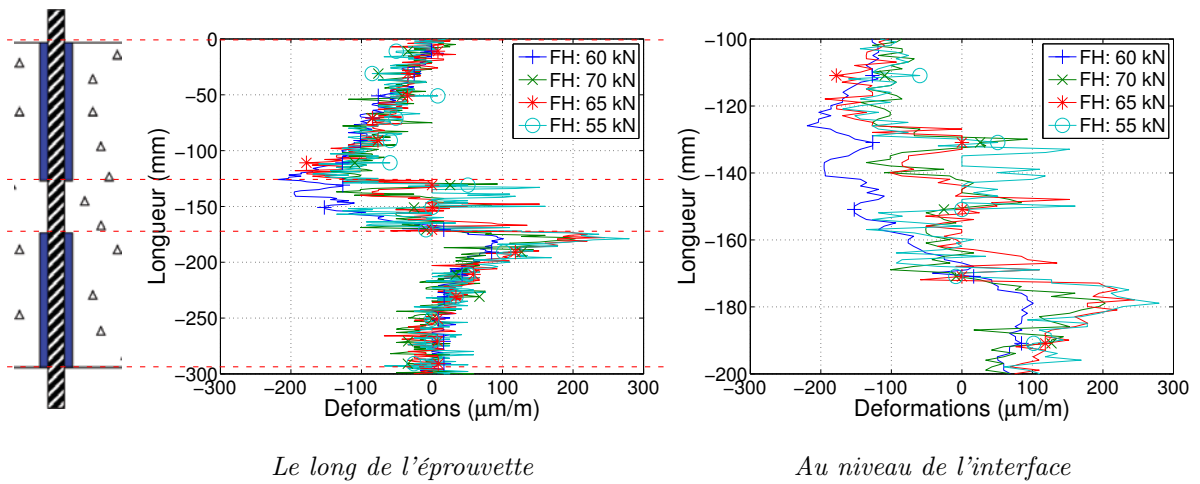


FIGURE 5.29: Profil des déformations, fibre accolée, paliers 40 kN

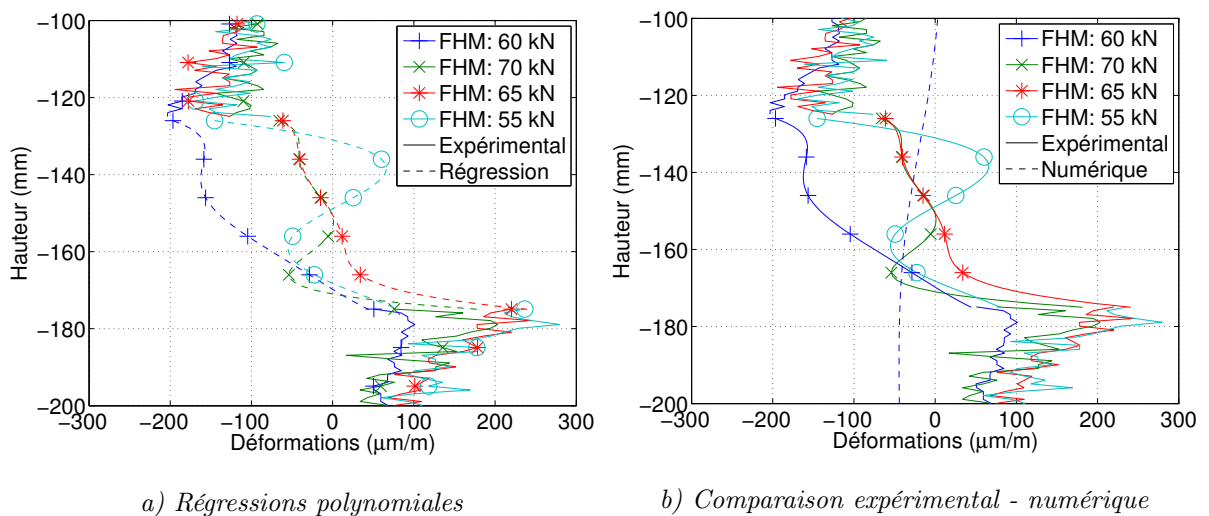


FIGURE 5.30: Analyse des déformations, fibre accolée, paliers 40 kN



Les déformations élastiques des cycles de charge-décharge de la fibre accolée à l'armature sont à nouveau étudiées (cf. figure 5.29). Les valeurs du dernier palier à 40 kN, correspondant essentiellement à du bruit, n'ont pas été montrées. Le profil erratique nécessite de réaliser à nouveau une régression polynomiale des déformations (cf. figure 5.30a).

Une évolution des profils similaires à celle observée pour les paliers enveloppe peut être notée :

- Entre -125 et -160 mm de profondeur : les valeurs de déformations diminuent fortement lorsque le pic est passé et se rapprochent de zéro. Un pic de déformation en traction est observé pour le palier à 55 kN. Le profil des déformations semble alors plus similaire à celui des autres fibres du béton qu'à celui de l'acier.
- Dans la partie inférieure de l'interface, les valeurs diminuent au fur et à mesure que l'on se rapproche de l'extrémité inférieure de l'interface. Ceci correspond au profil des déformations de l'acier.

Ces évolutions ne sont pas reproduites par la simulation numérique (cf. figure 5.30b). En effet, la modélisation ne reproduit que les déformations du béton élastique en-dehors de l'interface. Cependant, les valeurs expérimentales se rapprochent des valeurs numériques.

On observe donc une transition importante du profil des déformations de la fibre optique accolée à l'armature une fois le pic atteint. Ceci traduit un changement de comportement de la liaison acier-béton. La confirmation est apportée par l'étude des déformations des trois fibres optiques du béton à un même palier avant et après le pic. On observe en effet que les déformations de la fibre optique accolée à l'armature sont importantes à 60 kN (cf. figure 5.31a), alors qu'elles diminuent sensiblement au pic, i.e. à 70 kN (cf. figure 5.31b). Dans le même temps, les déformations des fibres optiques à 8 et 15 mm n'évoluent pas sensiblement entre ces deux paliers. L'étude des déformations après le pic (cf. figure 5.32) montre que ce comportement est conservé, mis à part la fibre optique à 15 mm de l'armature qui montre le saut de déformation exposé précédemment.

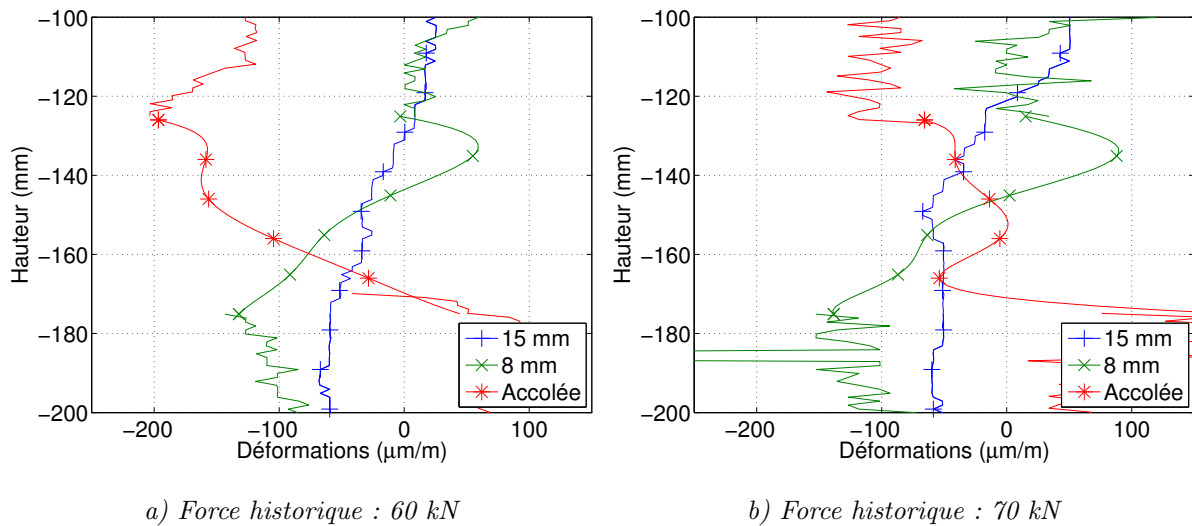


FIGURE 5.31: Déformations des fibres optiques dans le béton, paliers à 40 kN

En conclusion de l'étude des paliers à effort constant (40 kN), on constate que l'évolution des profils de la fibre optique accolée à l'armature, du fait de la rupture de l'interface, constituent un phénomène irréversible. Il caractérise la dégradation de l'interface acier-béton et la propagation d'une macrofissure le long de la liaison.

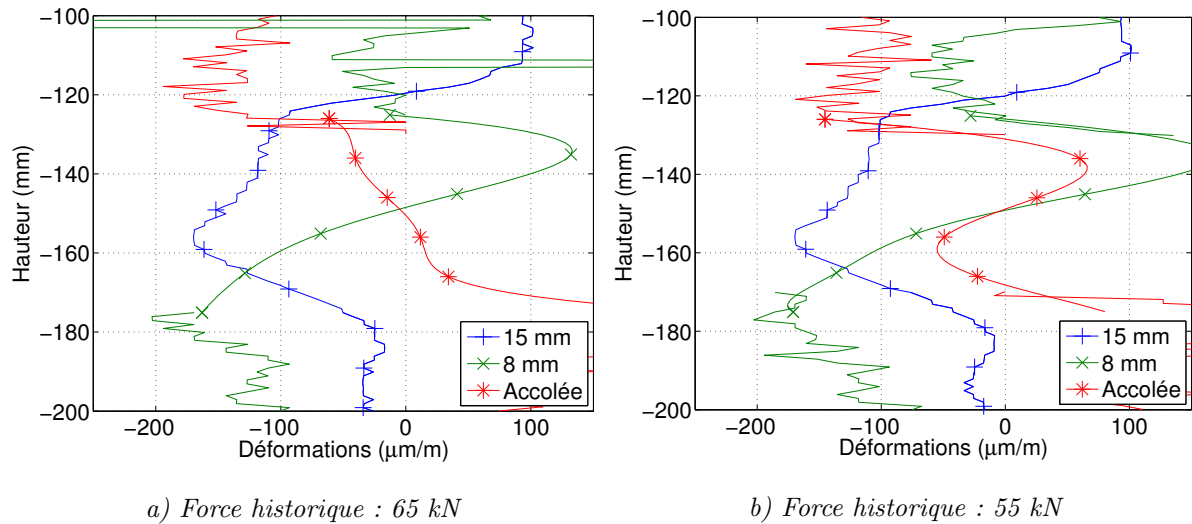


FIGURE 5.32: Déformations des fibres optiques dans le béton, paliers à 40 kN

## 5.4 Auscultation des faciès post-mortem

Une fois les essais réalisés, il est possible de réaliser des observations supplémentaires sur les faciès post-mortem. Deux types d'auscultation non destructives ont été réalisés :

- Visualisation par tomographie aux rayons X
- Mesure de la perméabilité

### 5.4.1 Visualisation par tomographie aux rayons X

La visualisation par tomographie aux rayons X permet d'étudier un échantillon d'épaisseur réduite (cf. figure 5.33) à partir de coupes droites, ici verticales (cf. figure 5.34). Cet échantillon a été extrait d'une éprouvette caractérisée par 50 mm de longueur d'interface, grâce à un carottage de 40 mm autour de l'armature. Le carottage n'a pas pu être parfaitement droit, ce qui explique l'effleurement de l'armature au bord de l'échantillon dans sa partie supérieure. La coupe verticale a été légèrement pivotée afin que la barre d'acier soit droite sur l'image.

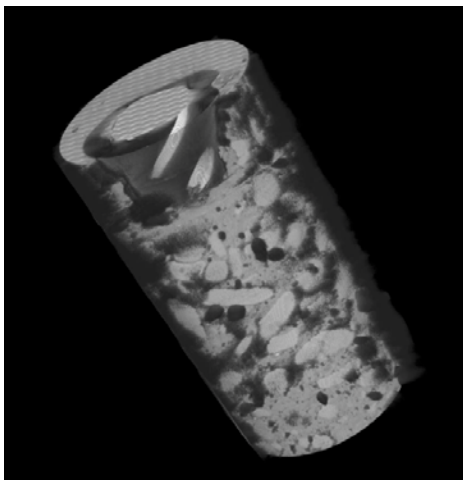


FIGURE 5.33: Reconstitution 3D de l'échantillon étudié

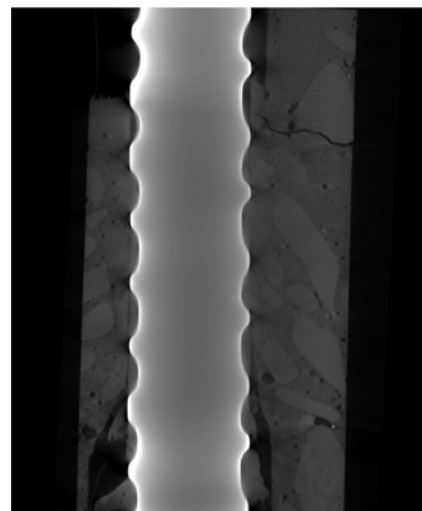


FIGURE 5.34: Coupe verticale de l'échantillon

Analyse aux rayons X d'un échantillon

On peut ainsi déceler au centre la présence de la barre d'acier, très dense et donc très réfractaire aux rayons. Les granulats sont également différenciés dans le béton par leur couleur plus claire que le ciment, du fait de leur densité supérieure. La présence de vides ou de mousse est signalée en noir, à cause de leur très grande perméabilité aux rayons X par rapport aux autres composants. L'étude de la coupe verticale permet de mettre en évidence une fissure dans un plan horizontal à l'extrémité supérieure de l'interface. Il a pu être constaté sur le reste de l'éprouvette toute absence de fissuration en regard de cette fissure. Celle-ci est donc liée au carottage de l'éprouvette et non au chargement mécanique lors de l'essai.

Le reste des fissures est concentré à proximité de l'armature (cf. figure 5.35).

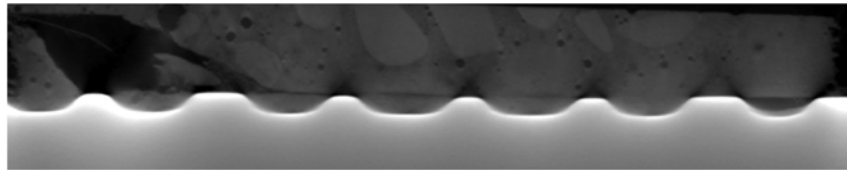


FIGURE 5.35: Fissure le long de l'armature (image pivotée de 90° dans le sens horaire)

Ainsi, une fine fissure droite est visible dans le béton le long de l'armature, passant au raz des nervures. Il n'a pas été possible de reconstruire cette fissure pour obtenir sa géométrie 3D autour de l'armature. Néanmoins, le profil observé sur différentes coupes verticales permet d'en déduire une géométrie globalement cylindrique.

Il convient également de noter la présence de triangles noirs à l'intersection entre cette fissure et les nervures de l'armature. Ces zones sombres résultent de la diffraction des rayons X dans l'acier et constituent donc simplement un artefact de mesure.

De plus, une large fissure de type conique peut être observée autour de l'armature au niveau de l'extrémité inférieure de la liaison (à gauche de l'image). Celle-ci peut être reliée à l'arrachement du cône directement observé sur les faciès des autres éprouvettes (cf. figure 5.1). On constate ainsi nettement la présence de béton en forme de cône emporté par l'armature à l'extrémité inférieure de l'interface.

Enfin, à l'extrémité supérieure de l'interface (à droite de l'image), une zone noire peut être observée entre les deux premières nervures de la liaison. Cette couleur caractérise un vide présent entre ces deux nervures, alors que les autres espaces entre nervures sont constitués de béton. Ce vide, initialement en regard de la mousse, s'est ensuite déplacé dans le béton au cours de l'essai.

La radiographie de l'échantillon aux rayons X permet ainsi de confirmer les observations réalisées visuellement et grâce aux fibres optiques. La rupture de l'éprouvette a eu lieu par glissement de l'interface, le long d'une surface caractérisée par une fissure de mode II le long de l'armature et par une fissure de mode I à l'extrémité inférieure de l'interface.

#### 5.4.2 Modification des caractéristiques de transfert de la liaison

La rupture de l'interface se caractérise par la propagation d'une fissure de mode II le long de l'interface, permettant un glissement global de l'armature dans le béton. Ce type de fissure n'est pas caractérisé, en théorie, par une ouverture de fissure, puisqu'il s'agit d'un glissement global d'une surface le long d'une autre. Cependant, le profil de la fissure n'est pas forcément rectiligne, du fait de l'hétérogénéité de l'interface. Les caractéristiques mécaniques de transfert, et notamment la perméabilité intrinsèque, peuvent alors être modifiées.

Afin d'étudier ce point, les deux éprouvettes de 50 mm de longueur d'interface réalisées avec le béton Vercors ont été testées en perméabilité au Laboratoire de Mécanique de Lille, qui possède déjà une expérience dans ce domaine (voir par exemple Skoczylas *et al.* [2007] et Chen *et al.* [2010]). Le principe de l'essai représenté figure 5.36 consiste à injecter par une extrémité de l'éprouvette de l'argon sous pression régulée, le gaz s'échappant librement à la pression atmosphérique à l'autre extrémité. Le débit est mesuré en sortie grâce à trois débitmètres massiques de gammes de mesures complémentaires et montés en parallèle. Pour réaliser l'essai, les éprouvettes ont été noyées au sein d'une enveloppe métallique dans un mélange de résine époxy SR 8500 et de durcisseur SD 7160 de la marque Neovents (cf. figure 5.37).

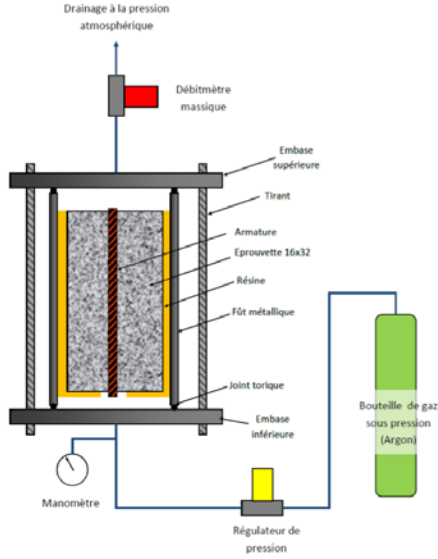


FIGURE 5.36: Schéma de principe de l'essai

FIGURE 5.37: Préparation des éprouvettes

Différents paliers de pression ont été appliqués et le débit de sortie est mesuré pour chaque palier. La perméabilité apparente du matériau au gaz  $K_{app}$  (en  $\text{m}^2$ ) est déterminée à partir du débit volumique  $Q_s$  (en  $\text{m}^3/\text{s}$ ) à l'établissement du régime permanent, grâce à la loi de Darcy (cf. équation 5.15).

$$K_{app} = \frac{\mu Q_s}{S} \frac{2LP_0}{P_i^2 - P_0^2} \quad (5.15)$$

avec  $\mu$  la viscosité dynamique du gaz (égale à  $2,2 \cdot 10^{-5}$  Pa.s pour l'Argon),  $L$  la longueur de l'échantillon (en m),  $S$  la surface de la section droite de l'échantillon (en  $\text{m}^2$ ),  $P_0$  la pression de drainage (ici la pression atmosphérique, égale à  $10^5$  Pa) et  $P_i$  la pression d'entrée absolue (en Pa). Le calcul de la perméabilité a été réalisé en considérant une surface correspondant à un disque de 160 mm de diamètre. Ce choix n'est pas forcément réaliste car la surface d'injection a en partie été colmatée par la résine, il est donc vraisemblable que la majeure partie de l'écoulement se fasse le long de l'interface acier-béton. Or la surface d'injection n'étant pas connue, les valeurs obtenues peuvent donc seulement servir à la comparaison entre éprouvettes. Pour cela, le même protocole de mesure a été appliqué à une éprouvette identique mais n'ayant pas été sollicitée par un chargement mécanique. L'interface de cette éprouvette est donc vierge de tout endommagement d'origine mécanique.

La perméabilité intrinsèque  $K_{int}$  est calculée en corrigeant l'effet Klinkenberg [1941], caractérisé par son coefficient homonyme  $\beta$ , grâce à des mesures de perméabilités apparentes à différentes pressions d'injection  $P_i$  (cf équation 5.16).

$$K_{app} = K_{int} \left( 1 + \frac{\beta}{P_i} \right) \quad (5.16)$$

La perméabilité intrinsèque est donnée en fonction de l'inverse de la pression d'injection (cf. figure 5.38). La perméabilité intrinsèque du matériau au gaz, correspondant à la perméabilité apparente pour une pression infinie, est alors obtenue en effectuant une régression linéaire des points expérimentaux.

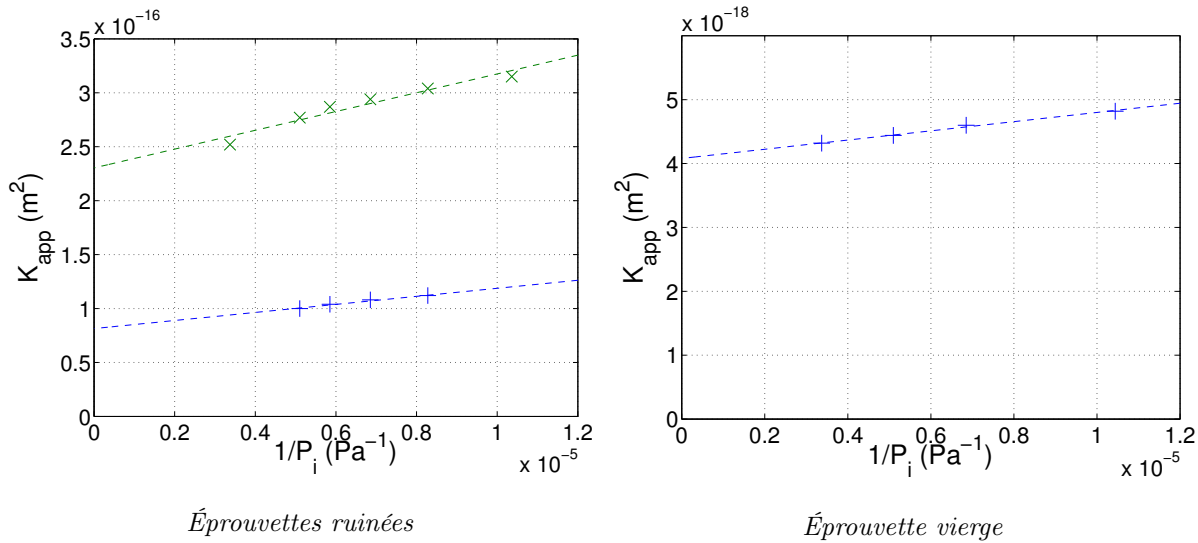


FIGURE 5.38: Détermination des perméabilités apparentes et intrinsèques des éprouvettes

On constate (cf. tableau 5.6) que la perméabilité intrinsèque des éprouvettes ruinées est en moyenne de  $156.10^{-18} \text{ m}^2$  et de  $4,1.10^{-18} \text{ m}^2$  pour l'éprouvette vierge. Ceci correspond donc à un ratio des perméabilités intrinsèques égal à 38.

Type d'éprouvette	Perméabilité intrinsèque ( $\text{m}^2$ )
50 mm - 1	$230.10^{-18}$
50 mm - 1	$81,4.10^{-18}$
50 mm - Vierge	$4,1.10^{-18}$

TABLE 5.6: Comparaison des perméabilités intrinsèques des éprouvettes

Bien que les valeurs prises individuellement soient dépendantes du choix arbitraire de la section  $S$ , un tel écart entre éprouvettes endommagées et vierge est significatif. Ceci indique que le chargement mécanique de type push-in amenant à une rupture de l'interface par glissement global a eu pour effet d'augmenter la perméabilité du milieu dans la direction de l'armature. Or, le béton loin de l'interface et l'acier sont restés dans leur domaine élastique alors que l'interface a été endommagée. Cette modification de la perméabilité du milieu est donc imputable uniquement à la dégradation de l'interface.

## 5.5 Conclusion

L'étude des éprouvettes ayant rompu par glissement global de l'interface permet d'améliorer la connaissance des phénomènes non-linéaires de ce mode de rupture.

Les rigidités de l'éprouvette calculées à partir du déplacement imposé et libre continuent d'augmenter à l'approche du pic. On avait montré précédemment que ces rigidités étaient liées à un compactage du béton au droit des nervures et étaient également à l'origine d'un glissement local entre l'acier et le béton engendrant du frottement. Les contraintes auto-équilibrées qui se

sont alors développées en compression dans l'acier et en traction dans le béton lors de la phase linéaire ont également continué d'augmenter à l'approche du pic. Une fois le pic dépassé, elles n'évoluent plus. A la fin de l'essai, on peut mesurer une contrainte résiduelle de frottement acier-béton de 3,5 MPa. Par ailleurs, les rigidités en post-pic peuvent diminuer mais généralement elles évoluent peu.

La valeur de la résistance de l'interface au cisaillement est proportionnelle à la résistance en compression du béton  $f_c$ , dans le cas où seule la quantité d'eau utilisée pour fabriquer le béton varie. Si d'autres paramètres comme la granulométrie et le ciment changent, cette proportionnalité n'est pas retrouvée. Par ailleurs, aucune relation n'a pu être obtenue avec la résistance en traction du béton  $f_t$ . En effet, ceci n'est possible que dans le cadre d'une rupture par éclatement du béton, qui ne correspond pas à une rupture de l'interface.

Les fibres optiques dans le béton permettent de distinguer deux fissurations du béton :

- A l'extrémité supérieure de l'interface, une zone de traction se développe dans un plan horizontal très tôt dans le chargement. Elle se positionne au droit du changement de section du fait de la présence de la mousse. Ceci s'explique par la transition entre le béton non chargé mais encastré dans le massif, et la première bielle de compression.
- Le long de l'interface, une fissure s'initie à l'extrémité supérieure de la liaison avant d'avoir atteint 85% de l'effort au pic et se propage progressivement vers l'extrémité inférieure. Celle-ci est atteinte au pic. Les déformations du béton proche de l'armature deviennent alors similaires à celles du béton à distance de la barre. Ceci correspond donc à un déchargement de l'interface.

La première fissuration peut être considérée comme un artéfact dû aux conditions aux limites de notre éprouvette. Il ne s'agit pas exactement d'une fissure liée à la dégradation de l'interface. La deuxième fissure caractérise le mode de rupture par glissement global.

Les déductions concernant ces faciès de rupture ont pu être confirmés grâce à la tomographie aux rayons X, qui a nettement mis en évidence la propagation d'une fissure invisible à l'œil nu le long de l'interface.

Les essais de perméabilité ont mis en évidence une dégradation des caractéristiques de transfert des éprouvettes après que celles-ci aient été sollicitées par push-in. On peut en déduire que la sollicitation mécanique a provoqué une micro et/ou une macrofissuration du béton à proximité de l'interface.

La modélisation numérique est capable de reproduire le comportement global de l'éprouvette en pré et post-pic. Le frottement entre les deux lèvres de la fissure est pris en compte dans le modèle numérique de l'interface, cependant il n'est pas pris en compte dans le calcul des contraintes de l'acier et du béton. Les contraintes auto-équilibrées qui se mettent en place ne sont donc pas modélisées.



# Conclusion

Les différents essais réalisés au cours de la thèse ont permis de balayer les différentes phases du comportement de la liaison acier-béton. Les mesures et observations réalisées permettent de proposer un comportement de l'interface au cours d'un chargement en cisaillement, celui-ci étant amené via un essai de type push-in.

## Comportement phénoménologique pré-pic de la liaison acier-béton

La première phase de comportement de la liaison est caractérisée par l'adhérence chimique entre l'acier et le béton. Celle-ci est présente sur toutes les surfaces de contact entre l'acier et le béton. Elle n'a cependant pas été étudiée lors des essais, puisque les courbes globales ont été corrigées afin d'éliminer l'artefact du matage des appuis. D'après les valeurs issues de la littérature, on considère qu'elle est rapidement endommagée dès les premiers pas de chargement, qui correspondent ici à la phase de matage des appuis. Cette dégradation intervient sur les surfaces de contact entre les deux nervures, ainsi que sur les surfaces inclinées des nervures du côté opposé aux bielles de compression. Sur la surface où les bielles de compression se sont formées, on suppose qu'elle est toujours présente, mais sa participation est inutile puisque les efforts sont transmis en compression entre les nervures et les bielles de compression.

La deuxième phase de comportement de la liaison correspond à la transmission des efforts par les bielles de compression dans le béton. Afin d'aider à la compréhension du raisonnement exposé, un schéma explicatif est donné figure 5.39.

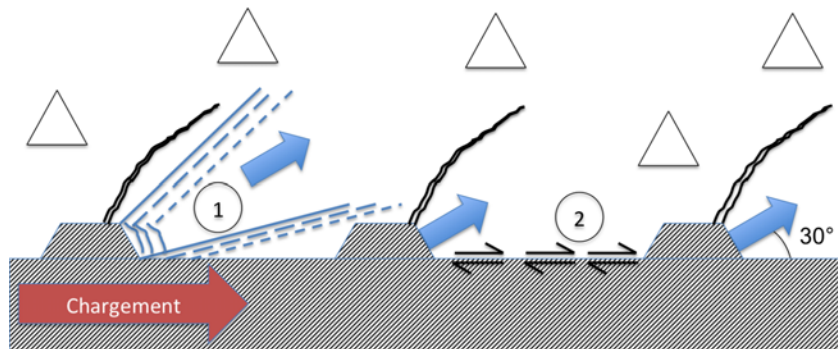


FIGURE 5.39: Représentation des phénomènes non-linéaires précédant le pic

Un premier phénomène mis en évidence (le numéro 1 figure 5.39) se concentre au niveau des nervures.

A l'issue de la première phase du comportement de la liaison, les efforts ne sont plus transmis au béton via l'adhérence chimique mais par les nervures de l'armature avec lesquelles il est en contact. Il se forme alors, face aux nervures, des bielles transmettant des efforts de compression. Leur direction principale est la normale aux nervures, soit un angle de  $30^\circ$ . Bien qu'il n'ait pas été possible à l'œil nu de distinguer des fissures proches de l'armature, la littérature s'accorde à dire que ces bielles sont séparées par des fissures également à  $30^\circ$  s'initiant à l'extrémité des



nervures.

Les bielles de compression ont une section égale, au plus près de l'armature, à la section des nervures, et augmentant au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'armature, ce qui diminue d'autant les contraintes qu'elles ont à supporter. Cette augmentation s'explique d'une part par la diffusion, représentée sur la figure, à  $30^\circ$  des efforts dans le béton, et d'autre part du fait de l'augmentation de la section circonférentielle. Du point de vue du béton, il existe donc un fuseau géométrique de diffusion des contraintes dont le sommet se trouve au niveau des nervures, représenté sur la figure 5.39. Dans ce fuseau, les déformations du béton proche de l'armature sont relativement élevées. Ainsi la fibre optique accolée à l'armature, qui n'est pas au droit des nervures, mesure une déformation axiale allant jusqu'à  $-500 \mu\text{m}/\text{m}$ . La relation d'élasticité linéaire  $\sigma = E\epsilon$  étant toujours valable pour le béton Vercors, une contrainte axiale de  $-17,5 \text{ MPa}$  est alors obtenue. La présence de ces contraintes élevées induit une dégradation du béton au droit des nervures sous la forme d'un compactage, ce qui se traduit par un glissement local de la nervure dans le béton, ainsi que par une légère rigidification de la bielle de compression. Du point de vue du béton, le fuseau géométrique de diffusion des efforts se décale avec la nervure, diminuant la section de béton sollicitée. La conséquence directe est une augmentation de la contrainte de compression, induisant un nouveau compactage du béton.

Ce cycle se répète ainsi à chaque fois que la sollicitation augmente. Cependant, lorsque la sollicitation varie à une valeur inférieure à son maximum historique, ce processus n'évolue plus. On observe donc, dès le début de la deuxième phase de dégradation, l'apparition d'un déplacement résiduel global au niveau de l'éprouvette, qui est appelé glissement imposé ou libre suivant le côté de l'armature où il était mesuré. Il convient également de préciser que la mesure d'un glissement libre indique la présence d'un glissement local pour toutes les nervures de l'éprouvette. Autrement dit, dès le début de la deuxième phase de dégradation et sur toute la hauteur de l'interface, il n'est plus possible de parler d'adhérence parfaite entre l'armature et le béton. Le fait que la rigidité tangente soit constante lors de cette phase montre qu'il s'agit d'un processus continu de dégradation locale du béton.

Au niveau du pic, ce glissement global n'est pas négligeable puisqu'il compte pour environ 50% du déplacement total. Ceci explique également pourquoi, dans la littérature, le déplacement au pic évolue autant suivant les essais réalisés. Il y a d'une part la conséquence des déformations élastiques, mais également celle de ce glissement local, qui dépend de la dégradation locale du béton.

Ce glissement local s'accompagne d'un frottement entre l'acier et le béton au niveau de la surface de contact avec deux nervures successives (numéro 2 figure 5.39). Il a pu être mis en évidence tout d'abord par la différence, à état déchargé, entre le glissement libre et imposé. Il en a été déduit une contraction de l'armature sur toute sa longueur et donc une déformation et une contrainte axiale résiduelle de compression lorsque l'effort imposé est nul. Les fibres optiques de l'acier ont confirmé cette constatation pour les mesures à effort constant. Afin d'équilibrer cette contrainte résiduelle, des contraintes de traction se développent dans le béton dans la direction axiale, ce qui a également été constaté dans les fibres optiques du béton. La raison avancée pour expliquer ces deux contraintes est donc l'existence d'un frottement entre l'acier et le béton au niveau de la surface entre les nervures.

Le fonctionnement de ce frottement est explicité. Lors du chargement de l'éprouvette, ces contraintes de frottement reprennent une partie des contraintes de compression axiale dans l'acier, et par équilibre local, développent des contraintes axiales de traction dans le béton entre les nervures. Lors de la décharge de l'éprouvette, ces mêmes frottements empêchent l'armature de revenir à son état totalement déchargé, on y observe donc la présence d'une contrainte résiduelle de compression. Le raisonnement est le même pour le béton en traction entre les nervures.

Suite au glissement local, et en supposant que les frottements étudiés soient de type Mohr-Coulomb, les contraintes de cisaillement sont donc proportionnelles au niveau de confinement

de la liaison. Entre les nervures, ce confinement est assuré du côté de l'acier par la redistribution des contraintes axiales dans la direction radiale via le coefficient de Poisson, et du côté du béton par la présence proche des bielles qui interdit un déplacement radial du béton entre les nervures et introduit donc une contrainte radiale de compression. Ces deux contributions sont reliées à la contrainte axiale de l'acier, qui elle-même évolue en décroissant au fur et à mesure que l'on s'éloigne de l'extrémité chargée de l'armature. Les frottements sont donc de plus en plus importants lorsque l'on se rapproche de la zone d'introduction des efforts. Ceci a été mis en évidence par les profils des contraintes de cisaillement, qui mesurent à la fois ces frottements et la composante axiale des contraintes de compression dans les bielles. On peut ainsi justifier le profil quadratique des déformations axiales de l'acier mis en évidence tout le long de l'armature par les fibres optiques.

Ce phénomène de frottement / glissement avant le pic est conditionné par l'apparition des bielles de compression. En effet, dès que l'adhérence chimique est ruinée, la mise en place des bielles va de pair avec un compactage du béton et donc avec le glissement de l'interface et le frottement acier/béton. Ces non-linéarités apparaissent donc extrêmement tôt dans le comportement de la liaison. Une conséquence immédiate est que la longueur d'ancrage d'une armature dans le béton est plus faible que celle qui était déterminée en ne prenant en compte que le transfert des efforts par les bielles de compression. Ceci va dans le sens de la sécurité. A contrario, la fissuration de l'interface peut s'enclencher plus tôt du fait de contraintes de cisaillement plus élevées.

Pour un essai de type pull-out, le mécanisme décrit ici est théoriquement inversé : la redistribution des contraintes axiales de traction de l'acier correspond également dans la direction radiale à des contraintes de traction. De plus, le déplacement du béton entre les nervures est toujours limité par la présence des bielles de compression. Ces deux mécanismes induisent donc un déconfinement de l'interface, se traduisant par l'absence de frottements et par une possible décohésion entre l'acier et le béton entre les nervures. Le profil des déformations dans l'acier sera alors linéaire et le transfert de charges sera donc uniquement assuré par les bielles de compression. En conclusion, la longueur de transfert des efforts dans l'acier est plus grande pour un essai pull-out que pour un essai push-in.

Il convient enfin de signaler l'important gradient de déformation du béton le long d'un rayon de l'éprouvette. En effet, les déformations du béton au contact de l'armature (i.e. à moins de 8 mm de distance) sont extrêmement importantes, environ cinq fois plus élevées que les déformations du béton situé à une dizaine de millimètres de l'armature, mais néanmoins trois fois plus faibles que les déformations de l'acier. Ce dernier gradient peut notamment être attribué au glissement / frottement mis en évidence précédemment. L'hypothèse d'adhérence parfaite n'est donc pas localement vérifiée dès un faible chargement.

A ce stade de l'étude, il est également possible de faire un retour sur la problématique du sens du coulage par rapport à la sollicitation principale de l'essai. Contrairement à beaucoup d'essais, nous avons placé la barre d'acier dans le sens du coulage. Ceci permet d'avoir une qualité d'interface et donc d'adhérence, globalement homogène autour d'une section d'acier. A la question de savoir si le fait de solliciter l'armature dans un sens ou dans l'autre pouvait affecter la résistance au pic, une réponse complète n'a pas pu être apportée puisque seul un sens de positionnement a été étudié, celui du coulage. Néanmoins, l'observation des facies post-mortem d'éprouvettes n'ayant pas cédé par glissement d'interface, et pour lesquels les empreintes des nervures de l'armature sont encore bien visibles dans le béton, ne montre pas de vide significatif. Dans certains cas, on peut distinguer le compactage des bielles de compression mettant à jour des granulats au droit des nervures.

La modélisation numérique utilisant un élément joint élastique permet d'obtenir un comportement enveloppe conforme à celui des essais. Cependant, le modèle ne reproduit pas les phé-

nomènes non-linéaires décrits précédemment. La loi de comportement non-linéaire de Richard *et al.* [2010b] n'introduisant pas de comportement non-linéaire avant la dégradation des bielles de compression, elle n'est pas d'utilité ici. Il y a donc ici une lacune de modélisation qui peut potentiellement être conséquente puisque les glissements locaux et les contraintes auto-équilibrées induites ne sont pas reproduits par le modèle. Leur prise en compte permettrait également de différencier les comportements globaux d'essais de type push-in comparés à ceux des essais de type pull-out.

## Rupture des bielles de compression et comportement phénoménologique post-pic de la liaison

Les principales conclusions de cette section se placent dans la continuité de celles réalisées à la section précédente. Afin d'actualiser la situation, une deuxième représentation de l'état de la liaison est proposée (cf. figure 5.40).

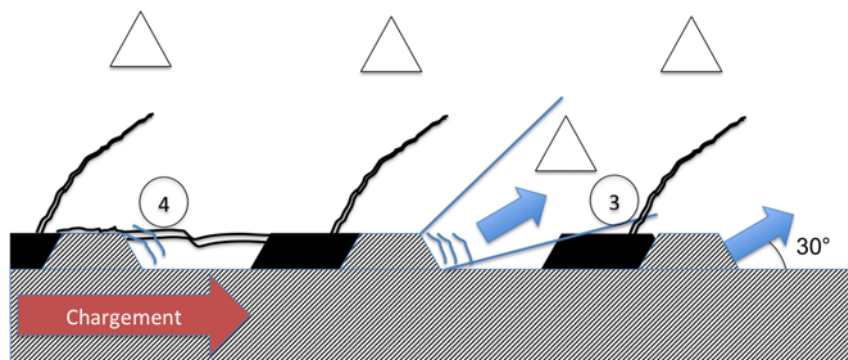


FIGURE 5.40: Représentation des phénomènes de glissement - frottement mis en évidence

La fin de la deuxième phase de comportement de la liaison correspond également à son pic de résistance globale. Nous nous intéressons tout d'abord à une bielle prise individuellement. Du fait du déplacement de la zone de compactage, la section par laquelle transitent les efforts diminue lorsque, d'une part, le glissement local se rapproche de l'espace déjà endommagé par le glissement de la nervure suivante, et d'autre part, lorsque la bielle intersecte une fissure séparant initialement deux bielles au moment de leur formation (point 3 sur la figure). Cette réduction de section augmente sensiblement la contrainte de compression dans la bielle qui atteint finalement la résistance en compression du béton. La bielle rompt alors en compression via l'ouverture d'une fissure la traversant de part en part au niveau de la nervure (point 4 sur la figure). Cette fissure a été mise en évidence par la tomographie aux rayons X. Cet événement correspond, pour cette bielle, au début de la troisième partie du comportement de la liaison. Conformément au mode de rupture en compression, la dégradation se fait avec un faible endommagement (ce qui est confirmé par les rigidités des cycles de charge-décharge en post-pic) mais est caractérisée par de fortes déformations permanentes (ce qui se traduit par la mesure en pied et en tête de l'armature d'importants glissements). Il s'agit donc d'un comportement assez ductile. La dégradation de la bielle de compression induit également un arrêt du compactage du béton.

Un chargement supplémentaire va alors induire un glissement global de l'armature dans le béton le long de cette macrofissure. Or, celle-ci n'a pas forcément un profil rectiligne, ce qui est d'une part dû à l'état de contrainte assez complexe dans cette zone ayant engendré la fissuration, et d'autre part à cause de la possible présence de micro granulats. Du fait de cette tortuosité, le glissement de l'armature va engendrer des points de contact locaux entre les deux lèvres de la fissure, créant ainsi furtivement de nouvelles bielles de compression de type béton / béton. De même, des morceaux de béton compacté peuvent être emportés entre les deux lèvres de la fissure, créant des points de blocage supplémentaires et induisant de la dilatance. Ces deux phénomènes

peuvent être comparés, si l'on prend un certain recul, à un frottement dont le coefficient évolue avec l'état géométrique des lèvres de la fissure. En effet, plus le glissement global de l'armature dans le béton augmente, plus les aspérités et la tortuosité sont gommées. Couplé à la fissuration des bielles, cette disparition de ce frottement induit une diminution de l'effort repris au fur et à mesure que le déplacement imposé augmente. A ce frottement évolutif s'ajoute un frottement « classique » lorsque deux portions rigoureusement parallèles des lèvres de la fissure sont en contact. Enfin, le frottement qui prévalait auparavant entre l'acier et le béton n'a plus lieu d'être, puisque la zone de béton concernée est maintenant entraînée par l'armature entre ses deux nervures.

En conclusion, trois phénomènes sont donc à l'œuvre au niveau d'une nervure dans la troisième phase du comportement de l'interface : une fissuration des bielles, un frottement évolutif diminuant lorsque le glissement global augmente et un frottement classique béton / béton.

D'un point de vue plus global, le profil des contraintes de compression dans les bielles est directement lié à celui des contraintes de cisaillement déterminées à partir des déformations de l'acier. Ainsi, pour un même effort global, toutes les bielles ne sont pas sollicitées de manière identique. Les bielles situées en tête de l'interface vont être les premières à céder du fait du fort cisaillement à cet endroit. Il convient de noter que la contrainte maximale de cisaillement déterminée localement grâce aux fibres optiques est supérieure à la résistance moyennée sur la longueur d'interface : 34 MPa contre 28 MPa, soit une différence de 18%. La macrofissure se propage alors le long de l'interface au même rythme que la dégradation des bielles de compression. Cette propagation a été décelée par la fibre optique du béton accolée à l'armature : ses déformations diminuent sensiblement, indiquant que le béton environnant n'est plus connecté à l'acier. Du fait des importants frottements au niveau des bielles déjà rompues, la macrofissure ne se propage pas dynamiquement : il est nécessaire d'attendre une dégradation suffisante pour que l'effort à transmettre se concentre sur les bielles encore existantes, augmentant donc leur contrainte de compression et précipitant leur rupture. Du fait de la propagation dans le temps, la macrofissure s'initie avant le pic, elle est ainsi déjà détectée par la fibre optique accolée à l'armature à un effort correspondant à 85% de l'effort au pic. Lorsque le pic d'effort est atteint, la fibre optique accolée à l'armature semble signaler la fin de la propagation de la fissure au travers de toute l'éprouvette. Ceci peut se confirmer avec l'étude du déplacement libre : tant que la dernière bielle tient, celui-ci n'augmente pas sensiblement.

L'évolution des contraintes auto-équilibrées dans le béton et l'acier qui s'étaient développées avant le pic ne peut pas être déterminée avec précision. La mesure des glissements libres et imposés montre que ces contraintes augmentent sensiblement peu avant le pic puis se stabilisent une fois celui-ci dépassé. Ceci indique une modification du phénomène de frottement avant le pic. Dans le même temps, le cisaillement entre l'acier et le béton entre les nervures n'a plus de raison d'être lorsque les bielles ont rompu, puisque le béton au contact de l'armature est séparé du reste du béton et emporté par l'armature dans son glissement global. Enfin, le frottement n'évolue plus après le pic, il n'est donc pas relié au frottement évolutif décrit précédemment. Il est donc possible, pendant cette phase de transition autour du pic, que le frottement béton / béton se substitue progressivement au frottement acier / béton et reproduise des contraintes auto-équilibrées plus importantes que précédemment. Une fois que la macrofissure a traversé toute l'éprouvette, le frottement béton / béton n'évolue plus, figeant les contraintes auto-équilibrées.

La modélisation numérique utilisant l'élément joint de Richard *et al.* [2010b] permet d'obtenir une bonne évaluation des comportements globaux et locaux obtenus expérimentalement. Il prend également en compte le frottement entre les deux lèvres de la fissure suivant deux étapes : tout d'abord, le seuil d'endommagement de l'élément, correspondant au seuil d'endommagement des bielles, doit être atteint pour sortir du domaine élastique. Une fois l'endommagement activé, un frottement associé à un glissement est mobilisé afin de représenter les frottements entre les deux

lèvres de la fissure créée. Ceci correspond aux observations réalisées lors de cette dernière phase de comportement de la liaison. Cependant, les conclusions de nos essais montrent également la présence d'un premier glissement ainsi que d'un frottement entre l'acier et le béton dès la fin de la première phase du comportement de la liaison. Ce phénomène n'évoluant que lorsque l'effort imposé dépasse la force historique, ils peuvent être modélisés par un écrouissage cinématique. L'absence de modélisation de ce phénomène conduit à la dégradation des bielles uniformément sur toute la hauteur de l'éprouvette, du fait des contraintes uniformes de cisaillement.

Les deux représentations, numérique et expérimentale, de ces phénomènes doivent être bien différenciées. Ainsi, le comportement phénoménologique de nos essais indique la présence en pré-pic d'un premier glissement local au niveau des nervures, couplé à un frottement acier-béton entre les nervures. Lors de la rupture, ce comportement est suppléé par un endommagement ductile des bielles de compression auquel s'ajoute un frottement béton-béton entre les deux lèvres de la fissure ainsi qu'un frottement appelé évolutif caractérisant les points de contacts singuliers entre les deux lèvres. La loi de comportement du modèle numérique ne fait intervenir que cette deuxième partie du comportement sans prendre en compte le frottement évolutif. De plus, l'observation de profils non-linéaires de déformations se fait seulement à partir d'une grande longueur d'interface. Ce phénomène est ainsi observé pour 320 mm, mais pas pour 50, 70 ou 80 mm de longueur d'interface. Par ailleurs, si le couplage glissement / frottement relevé dans nos essais avant le pic venait à être intégré dans le modèle numérique, il devrait être logiquement caractérisé par un nouveau jeu de variables internes et de paramètres. Ces derniers devront donc être reliés aux caractéristiques mécaniques et géométriques du problème.

Enfin, les mesures par de la perméabilité indiquent la modification des caractéristiques de transfert : de nombreux vides se sont ouverts et / ou se sont connectés. Ils sont concentrés au niveau de l'interface puisque l'armature et le béton sont dans leurs domaines élastiques linéaires. Ces ouvertures de fissure constituent une fissuration le long de l'armature qui peut potentiellement servir comme chemin de fuite. Cependant, il serait intéressant de réaliser des essais de perméabilité à différents niveaux de chargement afin d'étudier précisément l'évolution de la perméabilité en fonction du chargement préalablement appliqué. Ceci permettrait notamment de recalculer plus précisément le niveau de chargement où la macrofissuration apparaît.

A ce stade, il est intéressant de faire un retour sur l'utilisation des fibres optiques. Leur développement a été mené par l'IFSTTAR en parallèle de cette thèse. Globalement, il a été constaté que les mesures par fibres optiques dans l'acier permettent d'obtenir d'excellents résultats avant le pic. Les valeurs obtenues peuvent être reliées aux efforts introduits dans l'éprouvette, ce qui confirme que les fibres optiques de l'acier n'ont aucun effet sur les déformations mesurées et sont donc très peu intrusives. Les profils sont généralement nets et permettent une bonne analyse de l'état local de l'armature. A contrario, la rupture de l'interface par glissement global induit une très nette détérioration des mesures. En effet, dans la zone de glissement, la fissure n'est pas exactement rectiligne car des granulats affleurent le long de celle-ci. De plus, l'armature charrie pendant son glissement des morceaux de béton compacté. Ces deux types d'éléments peuvent appuyer localement sur la fibre optique, générant de nombreux pics singuliers de déformation. Ces contacts sont accentués par le confinement de l'interface du fait du chargement en compression de l'armature et perturbent très fortement les mesures réalisées.

Les fibres optiques dans le béton ont la particularité d'avoir une épaisse gaine de protection, ce qui est à la fois un avantage et un inconvénient. En effet, cette gaine permet à la fibre optique de résister à de fortes sollicitations comme le coulage du béton (moyennant toutefois un minimum de précautions de la part de l'utilisateur) ou une sollicitation mécanique en compression du béton environnant. Elle induit également un étalement des déformations qui n'est pas sans poser problème. Ce phénomène a été traduit par une fonction de convolution dont les paramètres sont à peu près identifiés pour le béton dans le cas d'une traction de la fibre. Il a été postulé

dans ce mémoire que le comportement de la fibre dans un milieu en compression était identique. Il serait nécessaire à l'avenir de le justifier par un essai de qualification. En effet, les mesures réalisées autour de fissures du béton montre que la décroissance exponentielle ne correspond pas au paramètre de la fonction. D'après Hénault *et al.* [2012], celui-ci vaut  $20 \text{ m}^{-1}$  alors que nous trouvons une valeur plus proche de  $40 \text{ m}^{-1}$ . De plus, la transition entre deux domaines différents ou simplement la sortie du câble d'un milieu à l'air extérieur posent problème quant à l'utilisation de cette fonction de convolution. De même, l'étalement des déformations dans le béton sur une distance parfois non négligeable est problématique quand il s'agit de caractériser des phénomènes fins, comme le développement d'une légère fissuration. On peut néanmoins conclure que la qualité des mesures par fibres optiques a été globalement suffisante pour pouvoir examiner dans le détail les divers phénomènes intervenant successivement le long de l'interface.

## Caractéristiques mécaniques de résistance de la liaison

Cette section s'appuie principalement sur les résultats issus du chapitre 4. Elle fait néanmoins également appel aux mesures réalisées au chapitre 5), ainsi qu'à des réflexions menées sur les essais issus de la littérature (cf. chapitre 1). La résistance de l'interface est une donnée importante qui permet, quand elle est prise en compte, de dimensionner les structures de béton armé. Une forte résistance conduira à une réduction de la longueur d'ancrage et donc des longueurs de recouvrement, ce qui est d'une part économique pour la construction, et d'autre part bénéfique pour la qualité du béton lorsque la concentration d'armature est déjà élevée. Le phénomène de frottements / glissements avant le pic permet justement d'améliorer le transfert des efforts entre l'acier et le béton, et donc de justifier de meilleures performances de l'interface.

L'exploitation des essais montre également que la résistance de l'interface est faiblement dépendante de la longueur d'interface. Faiblement, car il est néanmoins possible d'observer une légère décroissance de la résistance lorsque la longueur d'interface augmente, mais le peu d'essais réalisés ne permet pas d'être catégorique sur ce point. On peut supposer que cette faible évolution est une conséquence directe de la non-homogénéité des contraintes de cisaillement le long de l'interface. On peut aussi avancer comme explication l'existence d'un effet d'échelle, lié à la non-uniformité des contraintes (effet d'échelle lié à la sollicitation) et/ou au principe du maillon faible (effet d'échelle de Weibull).

Les valeurs de résistance d'interface, calculées pour différentes formulations de béton, permettent par ailleurs d'affirmer qu'elles ne sont pas reliées à la résistance en traction du béton tel que le suggèrent certains travaux de la littérature. Cette relation semble de fait être une conséquence d'une méprise sur le mode de rupture par éclatement du béton, qui aurait été assimilé à une rupture de l'interface. Les essais de cette thèse ayant mené à la rupture par éclatement du béton correspondent d'ailleurs à des contraintes de cisaillement à l'interface proches de la résistance de la liaison, ce qui peut entretenir la confusion. Or, les faciès post-mortem permettent de clarifier la question, et le calcul des contraintes de traction orthoradiales dans le béton montrent bien qu'elles sont à l'origine de la rupture en traction du béton et donc de la rupture de l'éprouvette. Il convient de rappeler que le calcul par les Eurocodes de la résistance au cisaillement de l'interface est basé sur la résistance en traction du béton.

Lorsque le mode de rupture est celui du glissement de l'armature, on peut déterminer, dans le cas de deux bétons uniquement différenciés par leur quantité d'eau, une relation directe de proportionnalité entre la résistance en compression du béton et la résistance de l'interface. Cependant, cette relation n'est pas retrouvée lorsque la composition du béton est totalement modifiée. Il convient donc d'ajouter d'autres paramètres à la détermination de la résistance au cisaillement, parmi lesquels on peut citer les propriétés mécaniques du squelette granulaire et de la pâte de ciment.

Le choix de la géométrie de notre essai a permis d'analyser tous les modes de rupture autour d'un point de référence (cf. tableau 5.7). On peut donc ainsi considérer que nous étions à proximité d'un point triple où les trois ruptures que sont la plastification de l'armature, le glissement de l'interface ou l'éclatement du béton, peuvent intervenir simultanément. En pratique, la variabilité locale du béton permet de déterminer le mode de rupture.

Par ailleurs, les armatures d'une structure en béton armé sont généralement sollicitées en traction, ce qui est la raison de leur présence. Cependant, le cas d'une sollicitation en compression est possible. Notre essai a ainsi permis d'obtenir une contrainte axiale dans le béton égale à 4 MPa pour un effort imposé de 80 kN. Cette valeur de contrainte correspond, dans certaines zones d'une enceinte de confinement, au chargement en service de l'enceinte. Lors des épreuves d'enceinte, cette contrainte diminue du fait de la pression interne, ce qui correspond aux cycles de charge-décharge réalisés lors de nos essais. Les frottements mis en évidence vont donc jouer en limitant le rebond élastique des armatures. Par ailleurs, les phénomènes du comportement de la liaison acier-béton exhibés dans cette thèse introduisent une diminution de la longueur de transfert des efforts entre l'acier et le béton. Ceci est positif puisqu'il peut permettre de diminuer la longueur d'ancrage d'une barre d'acier dans le béton ainsi que la distance de recouvrement entre deux armatures. A contrario, leur influence sur l'ouverture des fissures doit être étudiée.

Longueur d'interface	Ratio $l_{int}/\phi_a$	Formulation	Rupture	Si réduction de la hauteur de béton
320 mm	20	Ceos	Plastification	—
220 mm	13.75	Ceos	Plastification	—
170 mm	10.63	Ceos bis	Glissement	Éclatement
120 mm	7.5	Ceos bis	Glissement	Éclatement
70 mm	4.38	Ceos	Glissement	Éclatement
80 mm	5	Vercors	Rupture combinée	—
70 mm	4.38	Vercors	Glissement	—
50 mm	3.13	Vercors	Glissement	—

TABLE 5.7: Modes de rupture observés lors des différents essais

## Perspectives

Plusieurs perspectives de travail peuvent être dégagées des travaux présentés dans ce mémoire.

D'un point de vue plus expérimental, il est certain que la réalisation d'essais cycliques avec une instrumentation similaire par fibres optiques permettrait d'étudier le comportement de l'interface face à une alternance des deux sollicitations. L'évolution des auto-contraintes mises en évidence serait ainsi notamment étudiée, ainsi que l'évolution des glissements imposés et libres. De plus, les phénomènes mis en évidence ont un impact différent suivant que l'éprouvette soit sollicitée en push-in plutôt qu'en pull-out. Ceux-ci viennent s'ajouter aux points soulevés dans le chapitre 1 sur la différence entre les deux types d'essais. Il conviendrait donc de réaliser des essais complémentaires en pull-out pour valider ces différences de comportement.

Ces phénomènes non-linéaires induisent une interface qui n'est pas parfaitement adhérente. Il reste encore à se poser la question de l'identification des paramètres de phénomènes mis en évidence dans ce mémoire avant de pouvoir appliquer ces résultats à des calculs industriels. A quelles caractéristiques mécaniques et géométriques sont-ils reliés ? La question se pose également de savoir quel essai est le plus représentatif pour définir ces paramètres.

Par ailleurs, la différenciation des réponses de l'interface suivant le type de sollicitation (pull-out ou push-in notamment) est accentuée par les phénomènes mis à jour. En effet, le frottement

entre l'acier et le béton aura probablement un effet inverse pour l'un ou l'autre des deux modes, puisqu'il est accentué ou diminué respectivement en cas de compression ou de traction dans la direction radiale. Ceci n'a pas été confirmé expérimentalement. Cette déduction serait donc à confirmer sur des essais menés à la fois en pull-out et en push-in avec une instrumentation par fibres optiques.

Par ailleurs, une utilisation répétée de la mesure par perméabilité à différents niveau de chargement de l'éprouvette permettrait de déterminer l'évolution des caractéristiques de transfert et donc de déterminer à partir de quel niveau de chargement la fissuration se développe au niveau de l'interface. Ceci permettrait de déterminer une limite objective pour la contrainte en cisaillement de l'interface. L'idéal serait donc de réaliser ces mesures en cours d'essai afin de caractériser précisément l'évolution de la perméabilité. En effet, une mesure post-essai induit un déconfinement de l'éprouvette ainsi qu'une possible refermeture de fissures et ne correspond pas à une situation réelle d'une enceinte de confinement. Néanmoins, la réalisation de mesures en cours d'essai pose de nombreux problèmes pratiques.

D'un point de vue numérique, il serait intéressant d'intégrer les phénomènes mis en évidence précédemment dans le modèle numérique utilisé. Ainsi, la prise en compte d'un couple glissement / frottement avant le pic permettrait de représenter d'une part les glissements imposés et libres ainsi que les contraintes auto-équilibrées dans le béton et l'acier. Leur influence n'est pas clairement définie, par exemple dans le cas de cycles où une énergie supplémentaire serait dissipée. Une étude numérique permettrait ainsi d'y apporter une certaine lumière.

La rigidification de la liaison est également un phénomène non négligeable. Son impact sur la résistance de la liaison n'est pas établie. Cependant, la difficulté de l'intégration de ce phénomène dans un modèle numérique se situe dans sa non-admissibilité thermodynamique. Les valeurs importantes de déformation de compression du béton en contact avec l'acier, et non retranscrite par le modèle numérique, est une information locale qui mérite une attention particulière d'un point de vue scientifique. Cependant, l'élément joint numérique est conçu de base pour éviter de prendre en compte des phénomènes aussi localisés.





---

# Annexes

---

L'annexe A détaille le principe de l'instrumentation par fibres optiques.

L'annexe B contient toutes les mesures réalisées par fibres optiques sur les deux éprouvettes avec 50 mm de longueur d'interface.

L'annexe C contient toutes les mesures réalisées par fibres optiques sur les deux éprouvettes avec 70 mm de longueur d'interface.

L'annexe D contient toutes les mesures réalisées par fibres optiques sur les deux éprouvettes avec 80 mm de longueur d'interface.



---

## Annexe A

---

# Instrumentation par fibres optiques

---

Cette annexe a pour but de décrire succinctement l'instrumentation par fibres optiques.

La technologie d'instrumentation par fibres optiques est un procédé qui a pour but de déterminer les déformations dans un matériau à l'aide d'une fibre optique. Cette instrumentation se base sur l'étude de la rétro-diffusion d'ondes lumineuses envoyées dans la fibre.

### A.1 Transmission d'une onde lumineuse dans un câble optique

Un câble optique est l'assemblage de deux types d'éléments : une ou plusieurs fibres optiques et leur gaine protectrice (cf. figure A.1). La gaine a pour simple usage de protéger la fibre optique des agressions extérieures. La fibre optique est elle-même divisée entre deux parties, le cœur de rayon  $a$  et d'indice de réfraction  $n_1$ , et une gaine de réfraction d'épaisseur environ  $50\text{ }\mu\text{m}$  et d'indice de réfraction  $n_2$  légèrement supérieur à  $n_1$ . Le cœur, fabriqué en silice, a la priorité de conduire la lumière, grâce à la faible atténuation de la silice à certaines longueurs d'onde.

Toute onde lumineuse transportée est introduite dans le cœur de la fibre optique avec un angle tel qu'elle est intégralement réfractée au contact de la gaine (cf. figure A.2) selon les lois de Descartes. Ceci signifie que l'onde lumineuse est totalement conservée dans le cœur de la gaine.

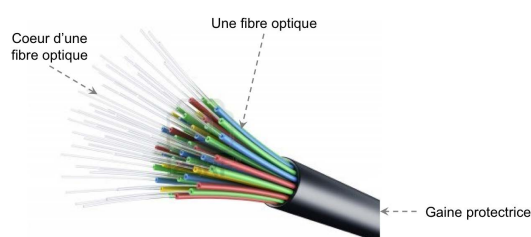


FIGURE A.1: Câble optique contenant des fibres optiques et une gaine protectrice

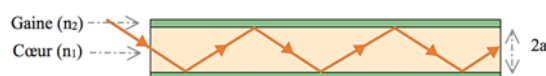


FIGURE A.2: Transmission d'une onde lumineuse dans une fibre optique

Cet angle d'introduction assure ainsi la transmission d'ondes lumineuses dans le cœur de la fibre optique sur des distances importantes.

### A.2 Principe de la mesure et de son traitement

Si l'onde lumineuse est intégralement réfractée dans le cœur au contact de la gaine, une partie peut néanmoins être renvoyée vers son point d'émission. Ceci peut intervenir au niveau de capteurs à réseau de Bragg gravés dans la fibre (on parle alors de mesure discrète) ou alors être

due à des processus de rétro-diffusion continus le long de la fibre (on parle dans ce cas de mesure distribuée).

Dans le premier cas, une réflexion, centrée sur une longueur d'onde caractéristique du réseau de Bragg, est émise dans la fibre. Cette longueur d'onde caractéristique peut évoluer en cas de déformation (d'origine mécanique et/ou thermique) de la fibre. Connaissant le lien entre déformation et modification de la longueur d'onde, il devient alors possible de connaître en un point la déformation du milieu dans lequel la fibre est plongée. A la fois le nombre de capteurs ainsi que leur position précise sont des éléments essentiels dans la conception de l'ensemble du système, en particulier en ce qui concerne le coût total.

Avec ce type de capteurs, un défi fondamental concerne l'emplacement des réseaux en cas de développement par exemple de points chauds de température ou de formation de fissures au sein d'une structure en béton. Dans de tels cas, une mauvaise connaissance de l'emplacement des capteurs peut conduire à des mesures et des interprétations erronées. A contrario, la mesure et son interprétation sont immédiates, permettant de réaliser une instrumentation en continu dans le temps.

Dans le cas de la mesure continue, l'information provient de rétro-diffusions naturelles de l'onde lumineuse dans le cœur suite à différents processus (cf. figure A.3). Le spectre de rétro-diffusion se décompose en trois types :

- La rétro-diffusion de type Rayleigh
- La rétro-diffusion de type Raman
- La rétro-diffusion de type Brillouin

La rétro-diffusion de type Rayleigh est la conséquence d'une rétro-diffusion d'une onde sur les imperfections de la silice. Cette onde est majoritairement responsable des pertes linéaires passives dans les fibres optiques utilisées pour les télécommunications. Les rétro-diffusions de type Raman et Brillouin proviennent eux d'effets inélastiques qui font apparaître des longueurs d'ondes différentes. Lorsque ces ondes ont des fréquences moins élevées que l'onde incidente, on parlera d'ondes Stokes, et dans le cas contraire, d'ondes anti-Stokes.

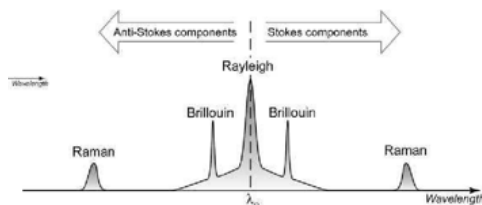


FIGURE A.3: Rétro-diffusion d'une onde lumineuse dans une fibre optique suivant différents processus

Les instrumentations basées sur ces rétro-diffusions interprètent l'onde lumineuse pour déterminer la déformation d'origine thermique et/ou mécanique de la fibre optique. Il s'agit donc d'une mesure distribuée quasi continue le long des fibres. Deux méthodes de mesure ont été mises en place pour les applications longue distance, basées respectivement sur les rétro-diffusions de type Raman et Brillouin. Ces systèmes permettent des mesures de température et de déformations sur des distances de l'ordre de plusieurs dizaines de kilomètres. Toutefois, la résolution spatiale de ces deux méthodes est limitée à l'ordre de 1 m. Le facteur limitant provient de la très faible intensité de la lumière diffusée utilisée par ces méthodes, ce qui rend complexe l'augmentation de la résolution spatiale. L'intensité de la rétro-diffusion de type Rayleigh est par contre plus importante, ce qui permet d'avoir une mesure bien plus précise, de l'ordre du millimètre. Cependant, la portée de la mesure est bien plus limitée, jusqu'à une dizaine de mètres.

Les systèmes utilisés pour étudier ces ondes rétro-diffusées sont constitués d'un capteur à

fibre optique (CFO), défini comme un dispositif dans lequel l'information est créée dans le chemin optique par réaction de la lumière à la grandeur à mesurer, avant d'être acheminée vers le récepteur optique par l'intermédiaire d'une ou plusieurs fibres optiques. Le système de mesure est en général constitué, en plus du capteur à fibre optique, d'une unité de traitement des données récupérées à travers la fibre optique. Cette unité peut émettre un signal (on parle de CFO actif), qu'elle transmet au milieu via la fibre optique. L'unité d'interrogation/réception contenant les composants d'émission (laser, modulateurs) et de réception optique (détecteur, analyseur de signaux électriques) est généralement désignée par le terme « interrogateur ».

Les CFO actifs distribués utilisent soit la rétro-diffusion (linéaire ou non) de la lumière dans les fibres optiques (par exemple de type Rayleigh), soit des amplifications locales, par effets non linéaires (Raman ou Brillouin), d'une onde rétro-diffusée dite « sonde » par une onde incidente dite « pompe » . Un système de type OTDR (Optical Time Domain Reflectomètre) permet alors d'analyser cette lumière, successivement rétro-diffusée par toutes les portions de fibres qui deviennent ainsi autant de transducteurs.

Plusieurs thèses ont été réalisées sur le sujet de ces systèmes de mesure, on peut notamment citer Lanticq [2009], Mamdem [2012] ou Henault [2013]. La technique utilisée dans cette thèse pour l'instrumentation des fibres optiques, développée à l'Ifsttar, est basée sur la rétro-diffusion de type Rayleigh.



---

## Annexe B

---

# Résultats des mesures des fibres optiques pour une longueur d'interface de 50 mm

---

Cette annexe a pour but de rassembler les mesures réalisées par les fibres optiques sur différentes éprouvettes avec 50 mm de longueur d'interface.



## B.1 Éprouvette 50 mm - 1

### B.1.1 Fibres de l'acier

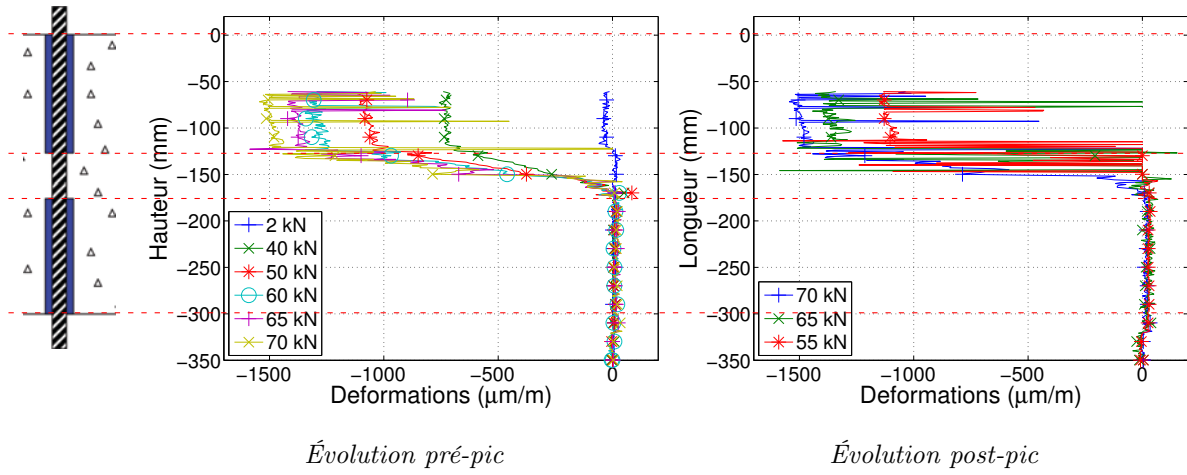


FIGURE B.1: Fibre acier, paliers enveloppe

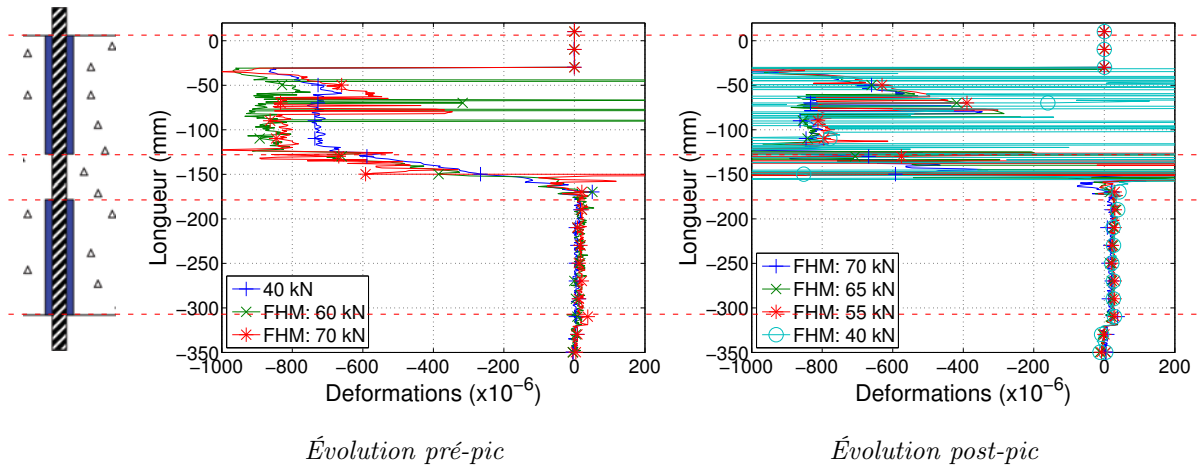


FIGURE B.2: Fibre acier, paliers 40 kN

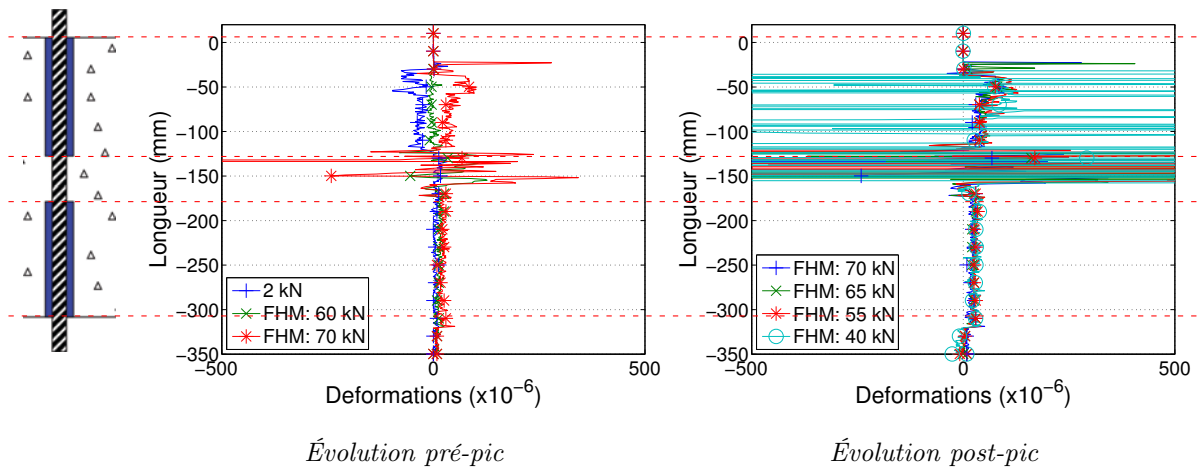


FIGURE B.3: Fibre acier, paliers 2 kN

## B.1.2 Fibre accolée à l'armature

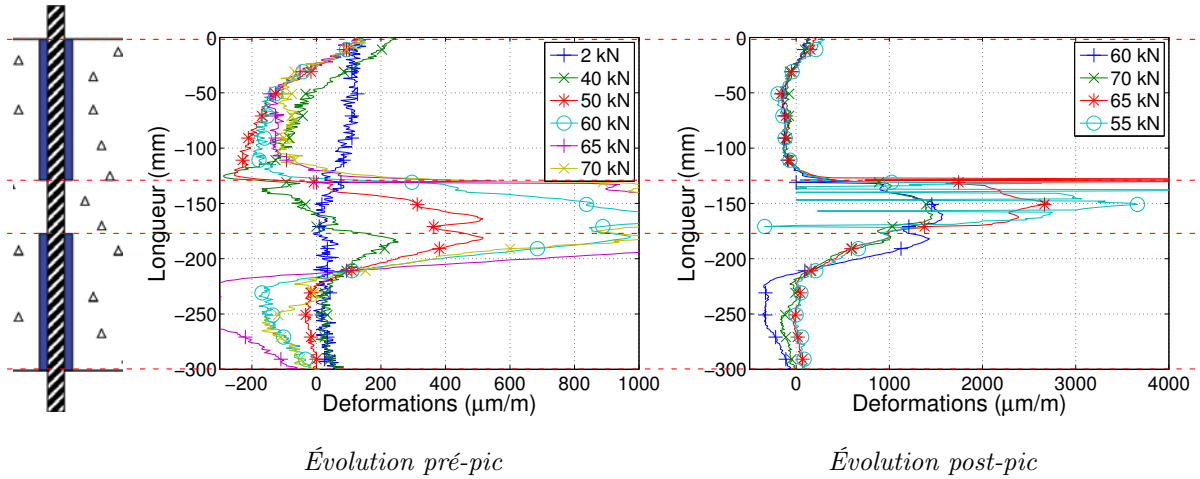


FIGURE B.4: Fibre accolée, paliers enveloppe

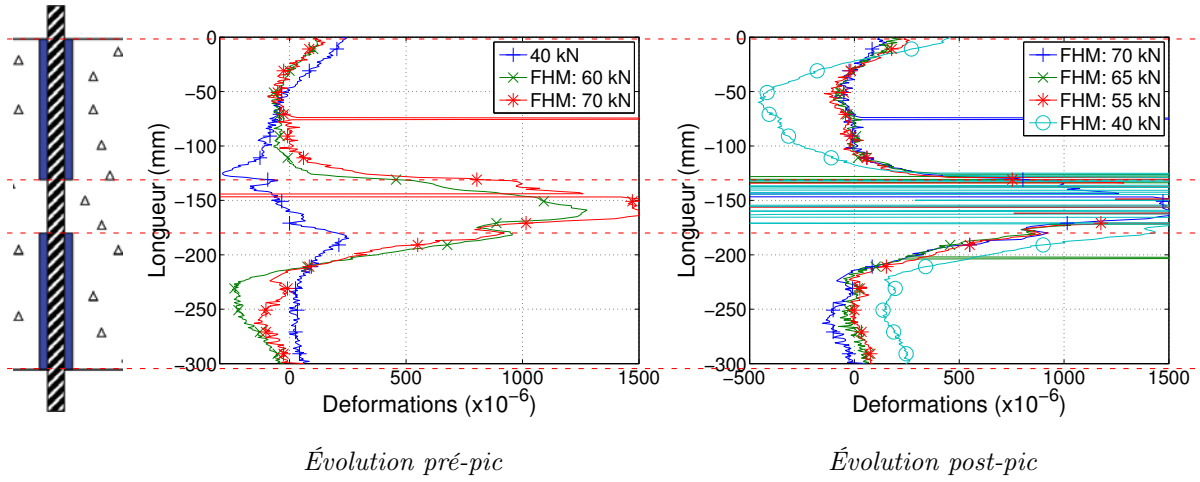


FIGURE B.5: Fibre accolée, paliers 40 kN

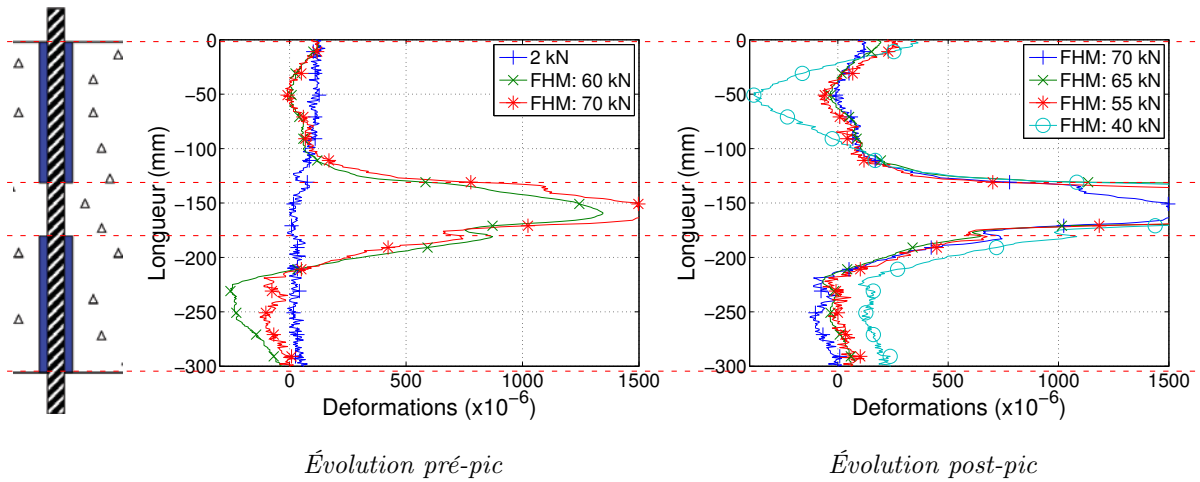


FIGURE B.6: Fibre accolée, paliers 2 kN

## B.1.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature

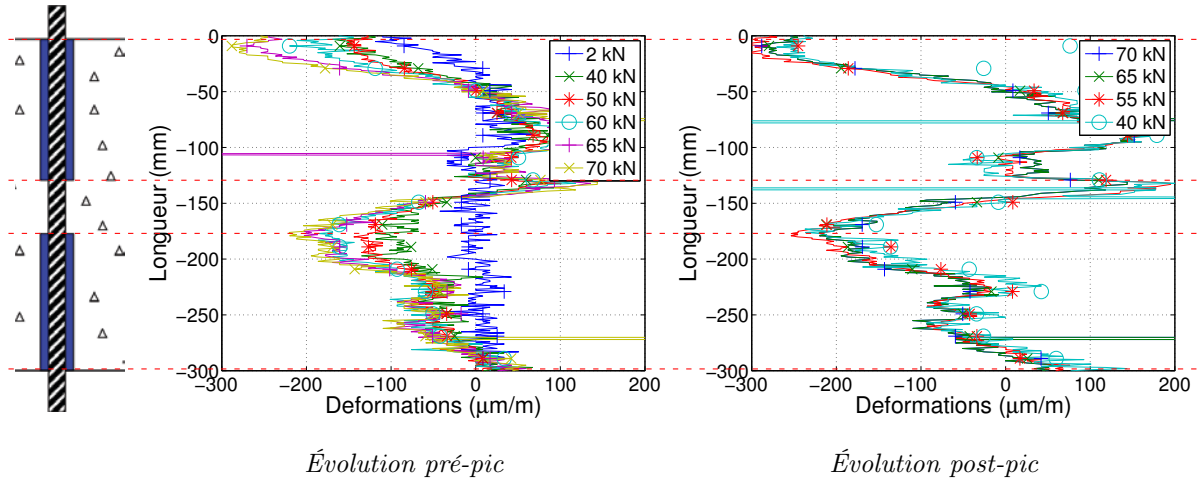


FIGURE B.7: Fibre à 8 mm, paliers enveloppe

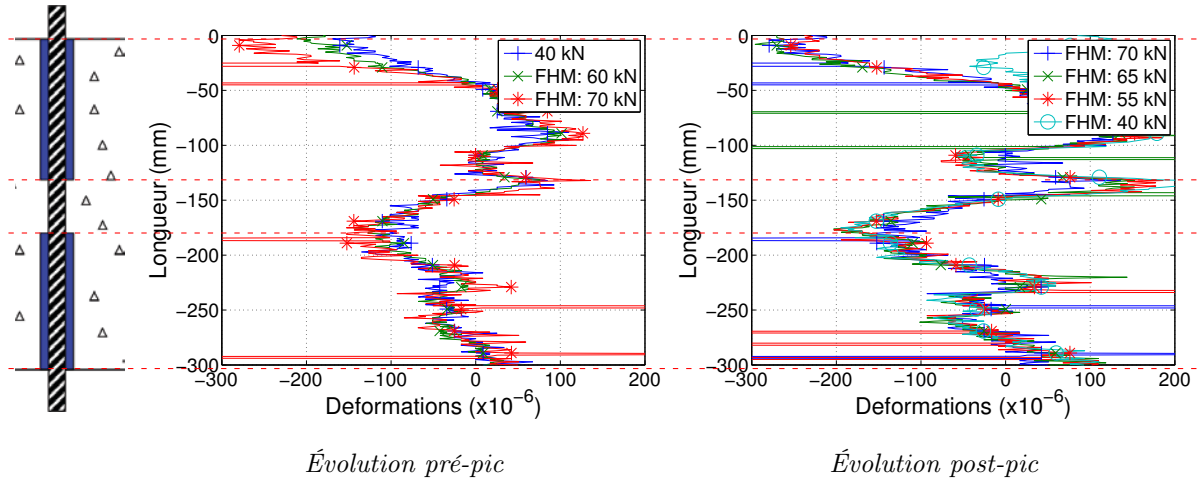


FIGURE B.8: Fibre à 8 mm, paliers 40 kN

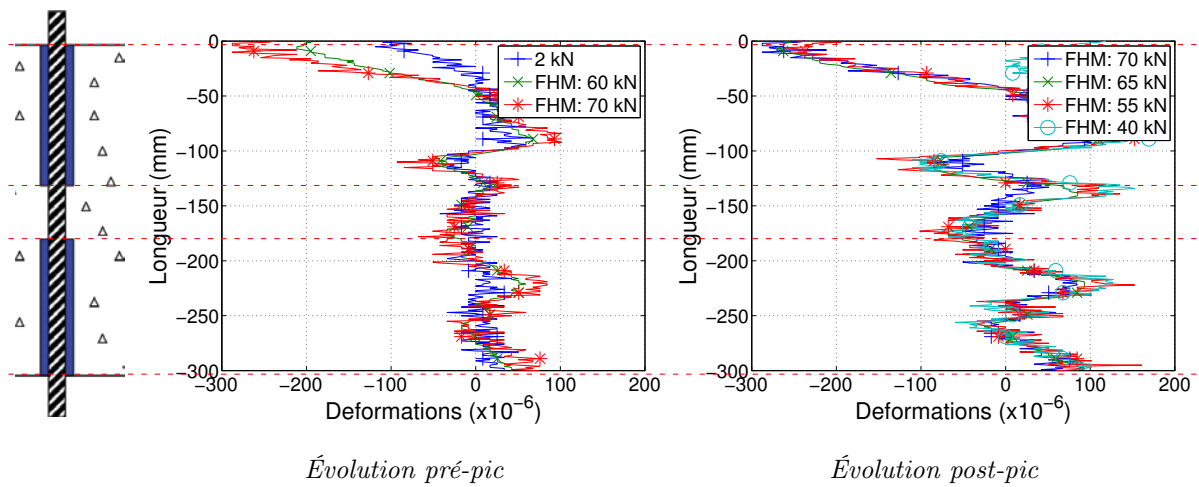


FIGURE B.9: Fibre à 8 mm, paliers 2 kN

## B.1.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature

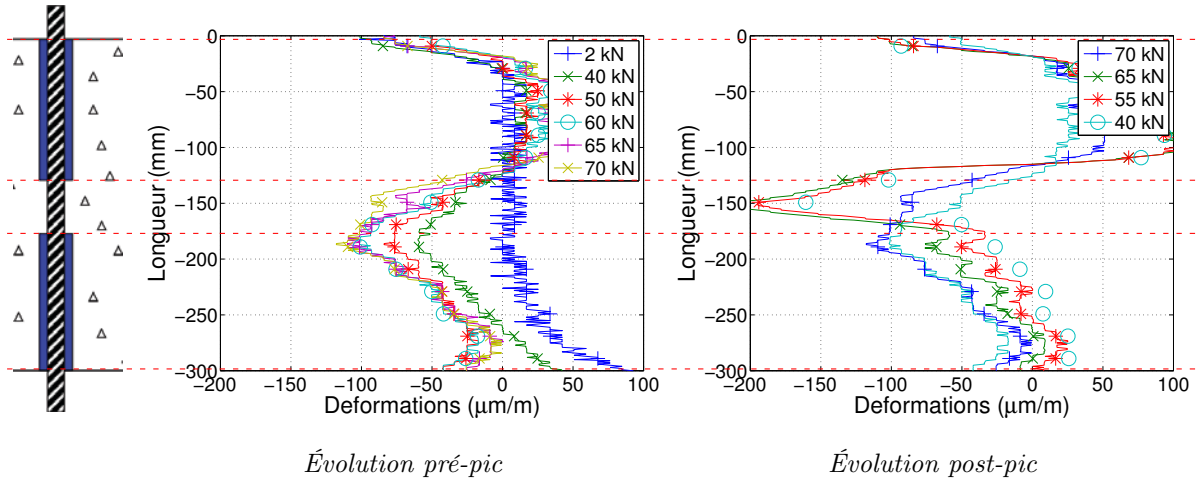


FIGURE B.10: Fibre à 15 mm, paliers enveloppe

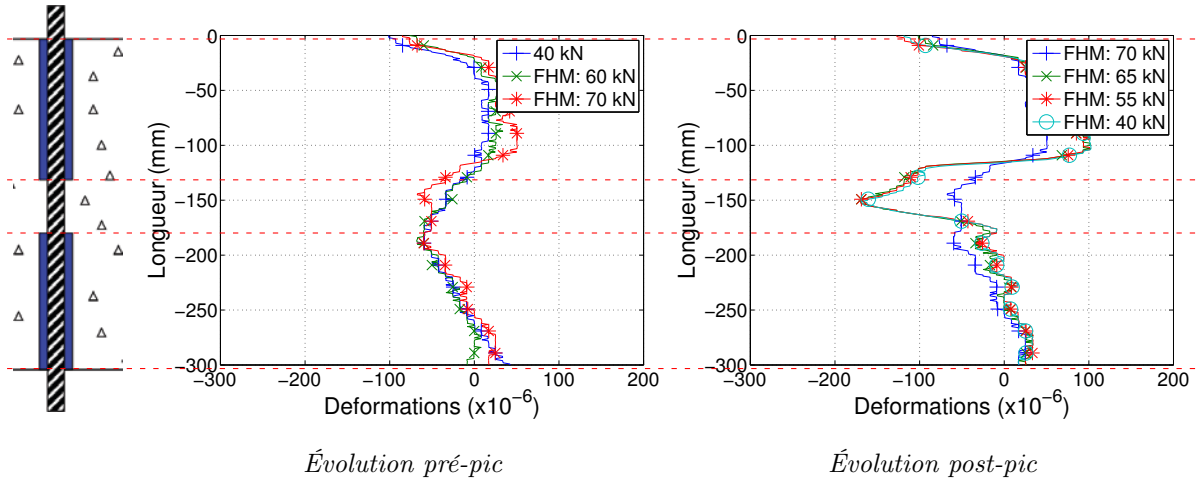


FIGURE B.11: Fibre à 15 mm, paliers 40 kN

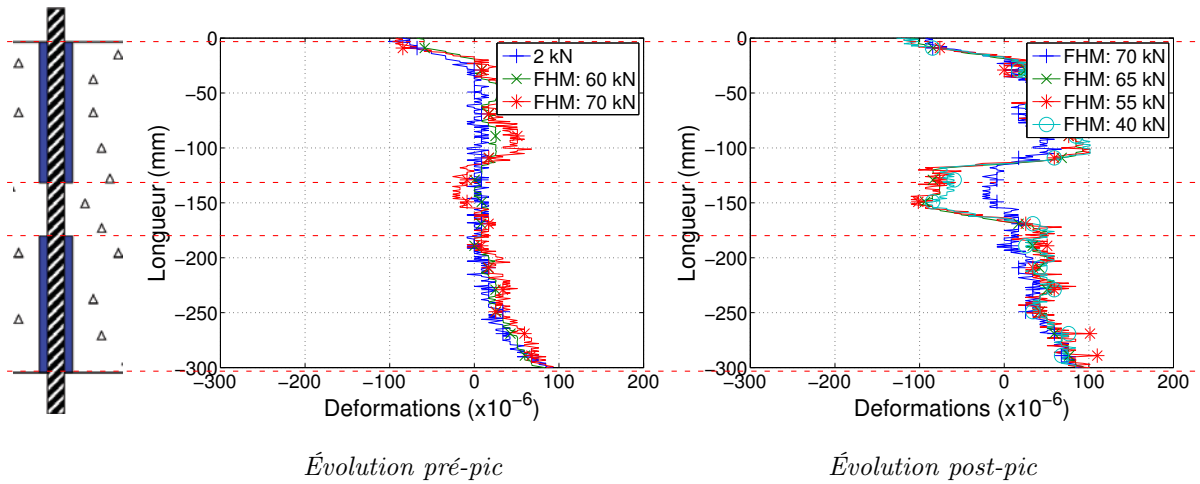


FIGURE B.12: Fibre à 15 mm, paliers 2 kN

## B.2 Eprouvette 50 mm - 2

### B.2.1 Fibres de l'acier

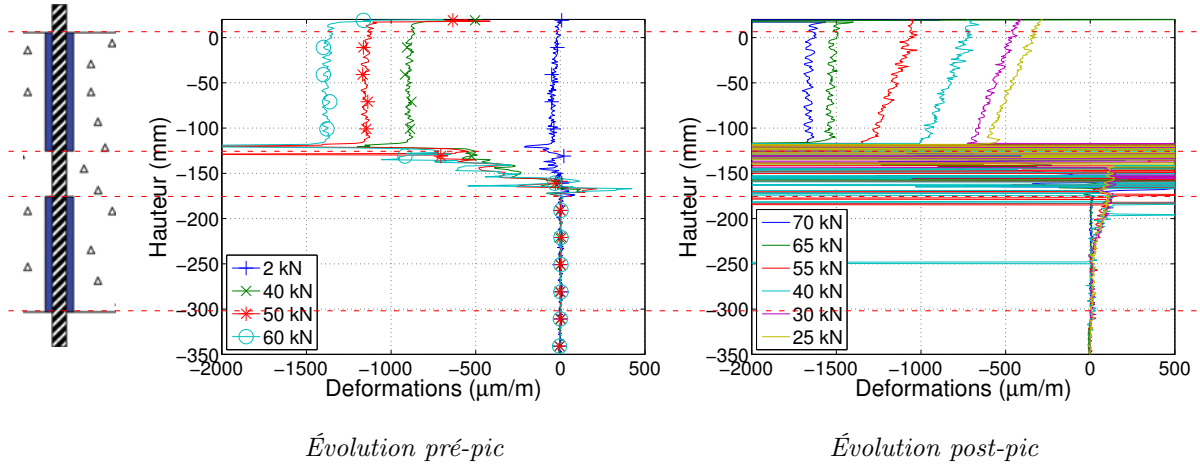


FIGURE B.13: Fibre acier, paliers enveloppe

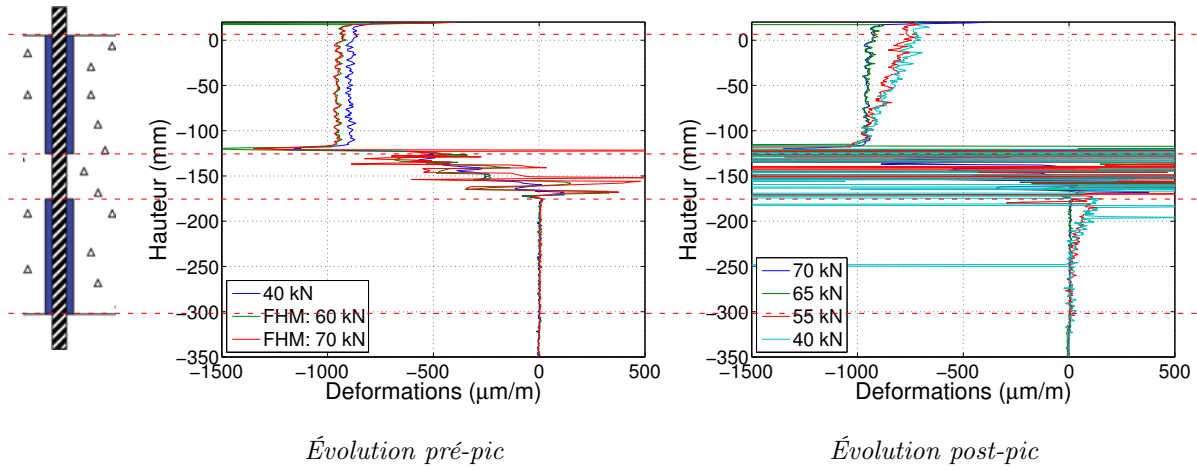


FIGURE B.14: Fibre acier, paliers 40 kN

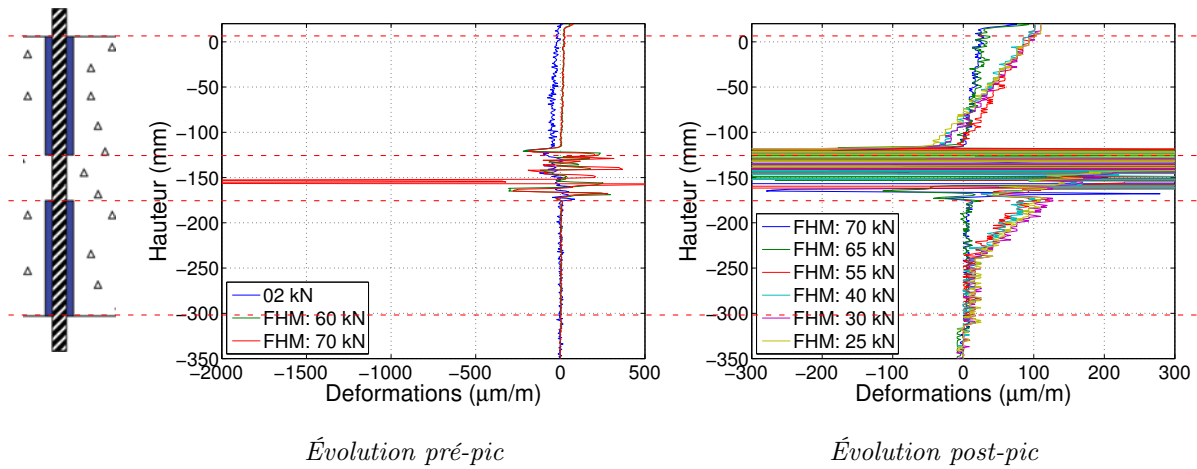


FIGURE B.15: Fibre acier, paliers 2 kN

## B.2.2 Fibre accolée à l'armature

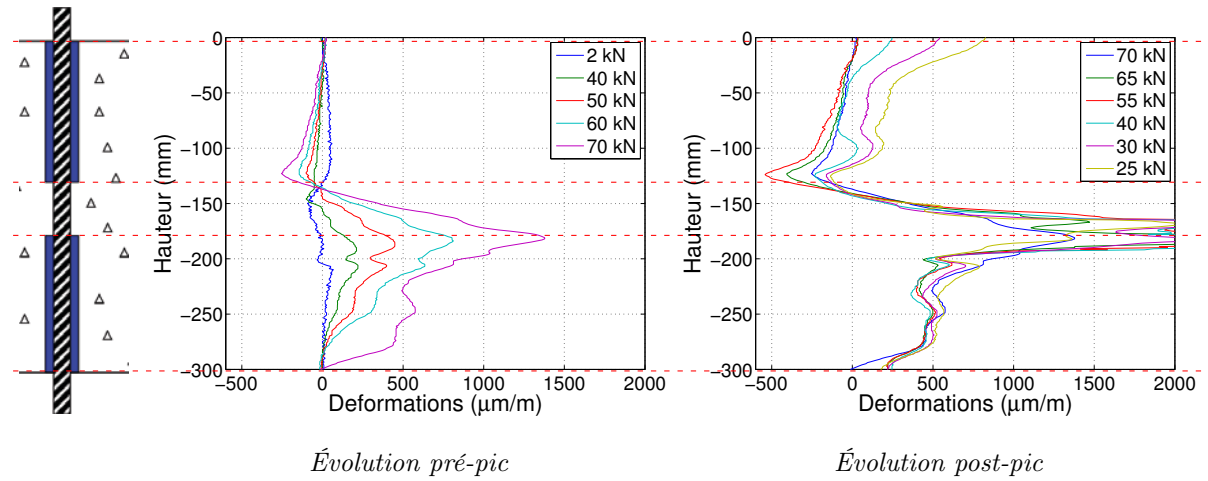


FIGURE B.16: Fibre accolée, paliers enveloppe

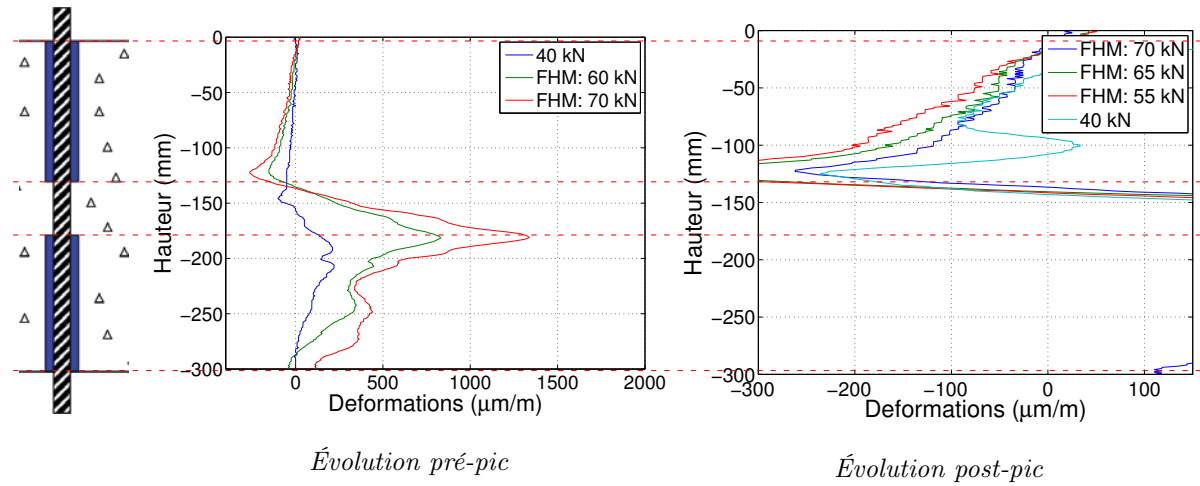


FIGURE B.17: Fibre accolée, paliers 40 kN

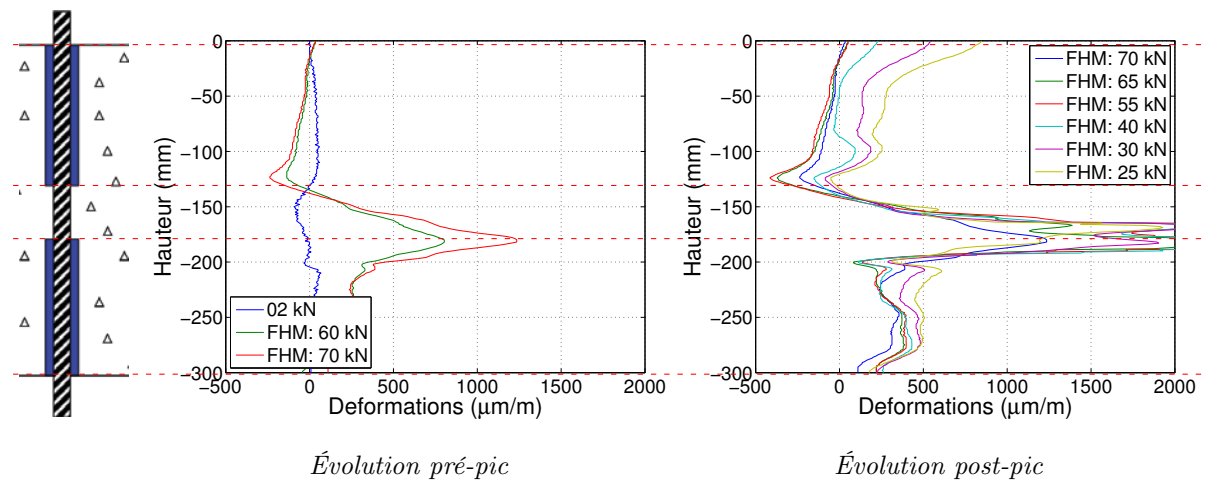


FIGURE B.18: Fibre accolée, paliers 2 kN

### B.2.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature

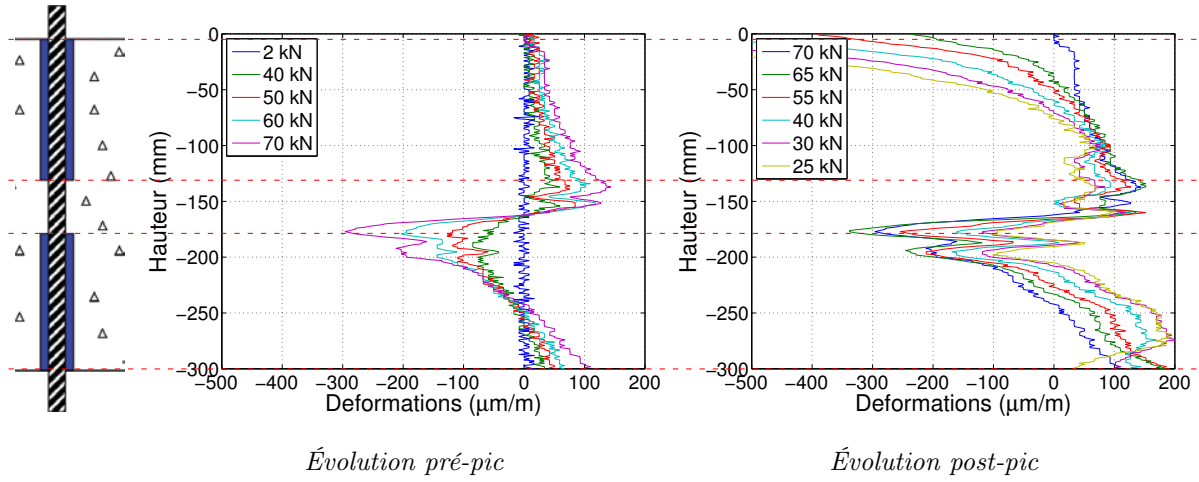


FIGURE B.19: Fibre à 8 mm, paliers enveloppe

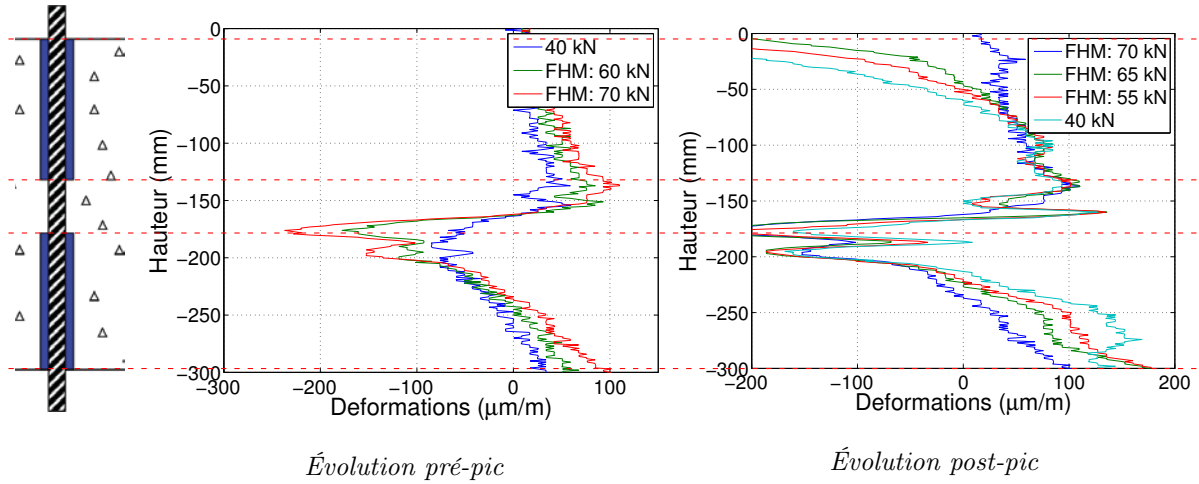


FIGURE B.20: Fibre à 8 mm, paliers 40 kN

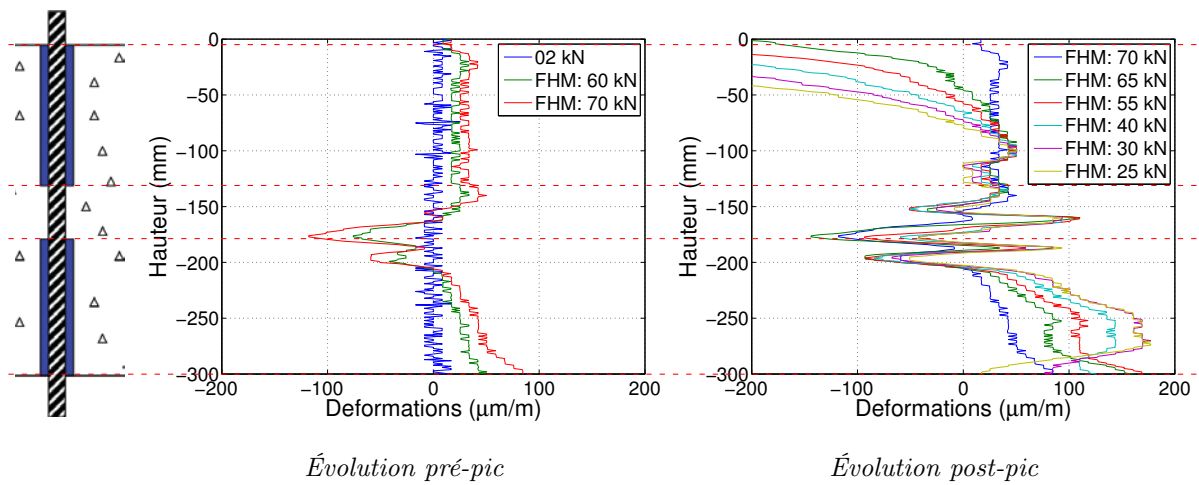


FIGURE B.21: Fibre à 8 mm, paliers 2 kN

**B.2.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature**

La fibre située à 15 mm de l'armature n'a pas pu être interrogée.





---

## Annexe C

---

# Résultats des mesures des fibres optiques pour une longueur d'interface de 70 mm

---

Cette annexe a pour but de rassembler les mesures réalisées par les fibres optiques sur les éprouvettes avec 70 mm de longueur d'interface.

## C.1 Eprouvette 70 mm - 1

### C.1.1 Fibres de l'acier

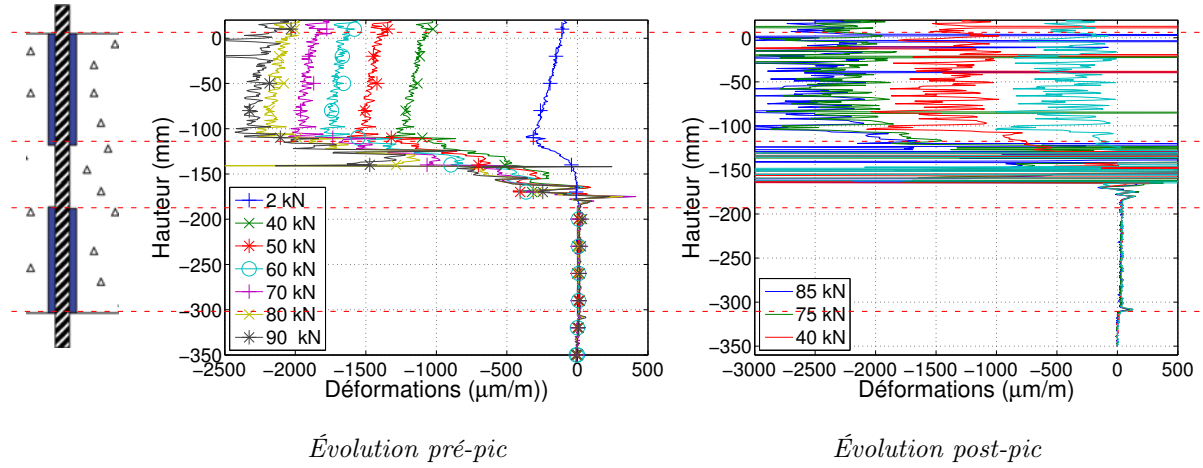


FIGURE C.1: Fibre acier, paliers enveloppe

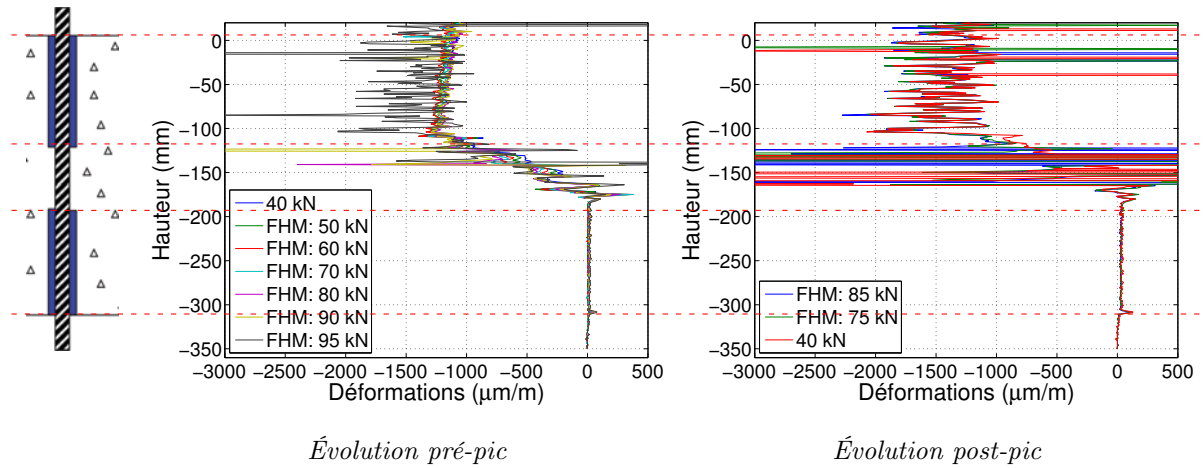


FIGURE C.2: Fibre acier, paliers 40 kN

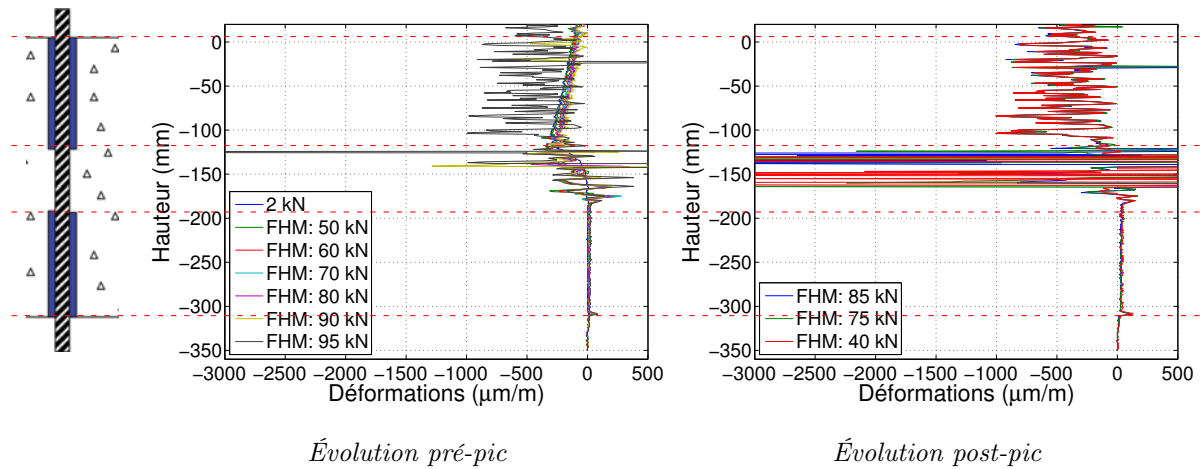


FIGURE C.3: Fibre acier, paliers 2 kN

## C.1.2 Fibre accolée à l'armature

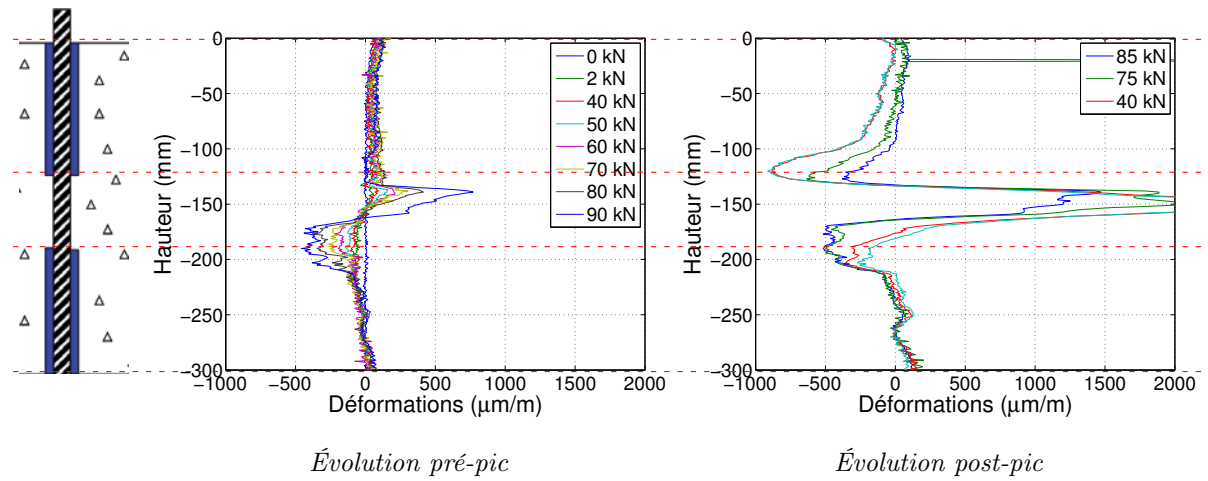


FIGURE C.4: Fibre accolée, paliers enveloppe

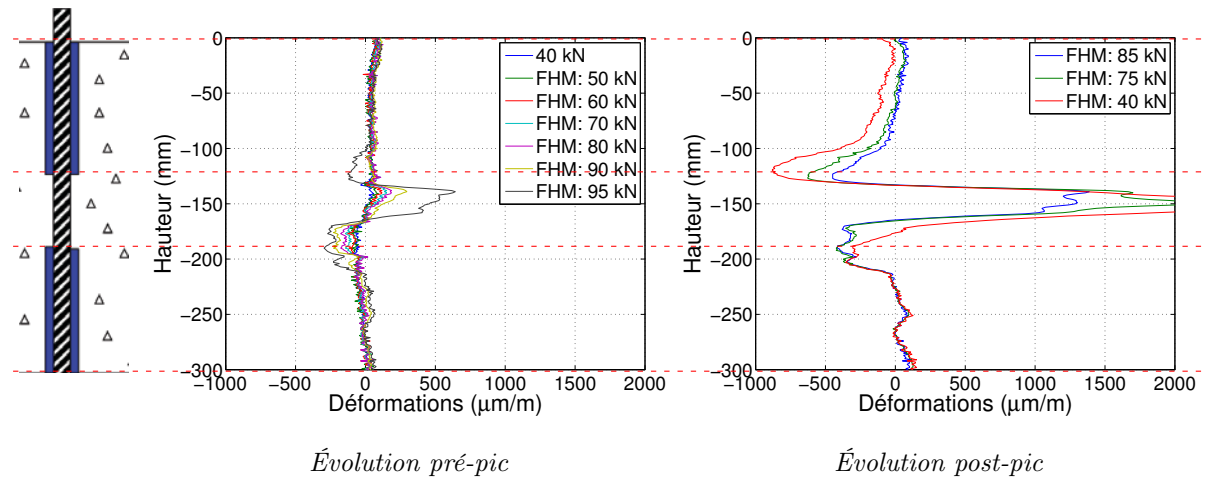


FIGURE C.5: Fibre accolée, paliers 40 kN

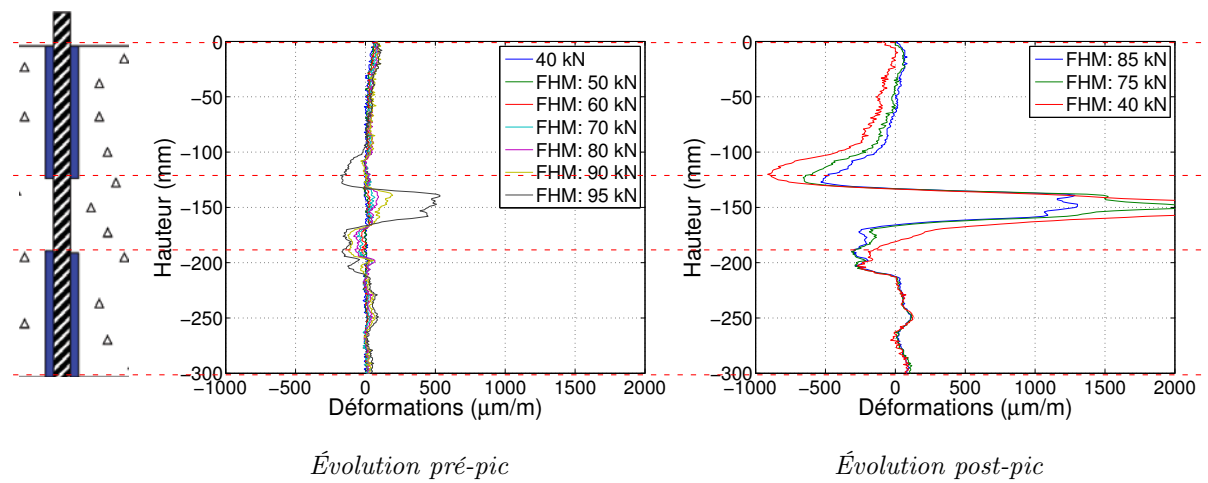


FIGURE C.6: Fibre accolée, paliers 2 kN

## C.1.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature

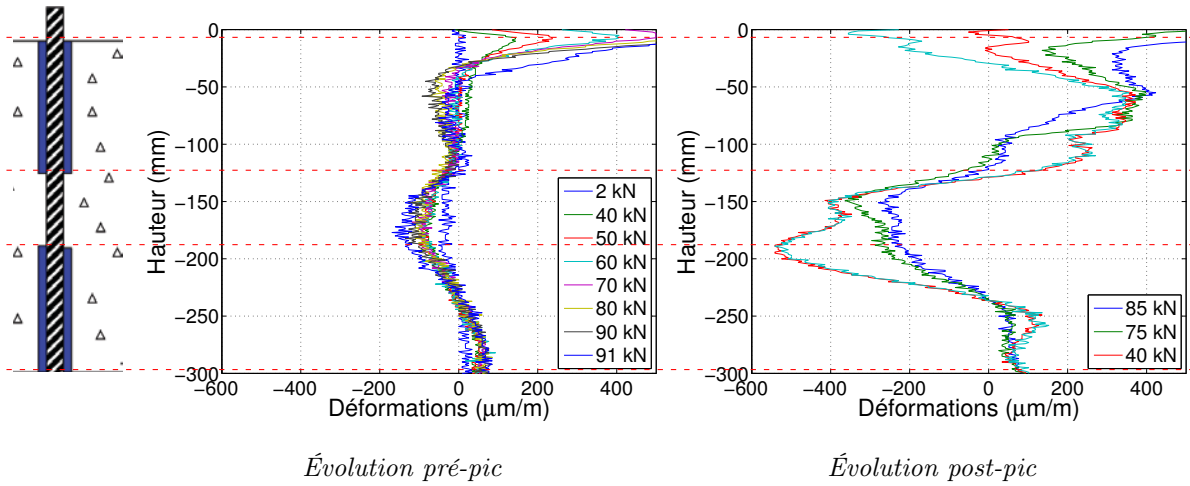


FIGURE C.7: Fibre à 8 mm, paliers enveloppe

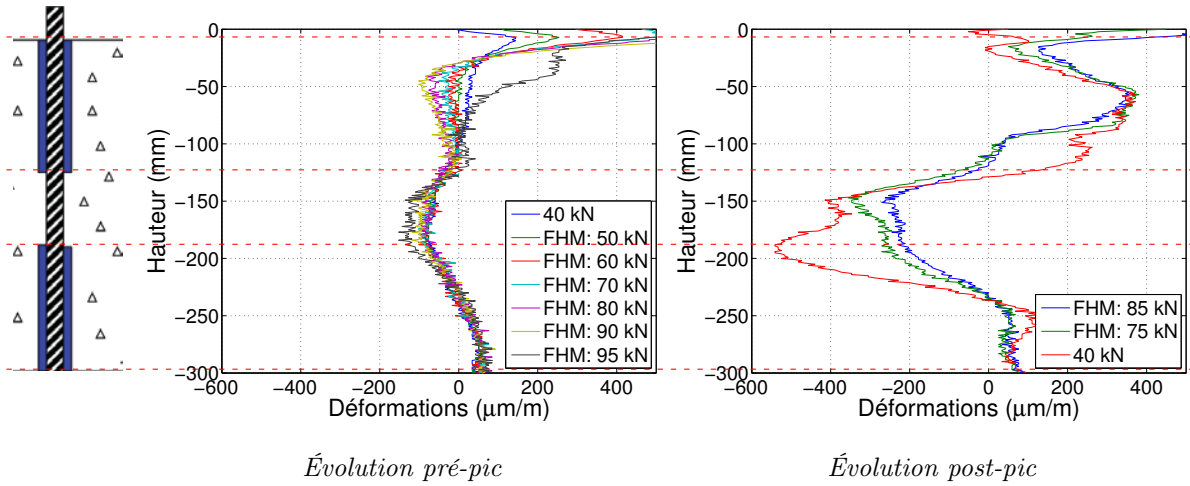


FIGURE C.8: Fibre à 8 mm, paliers 40 kN

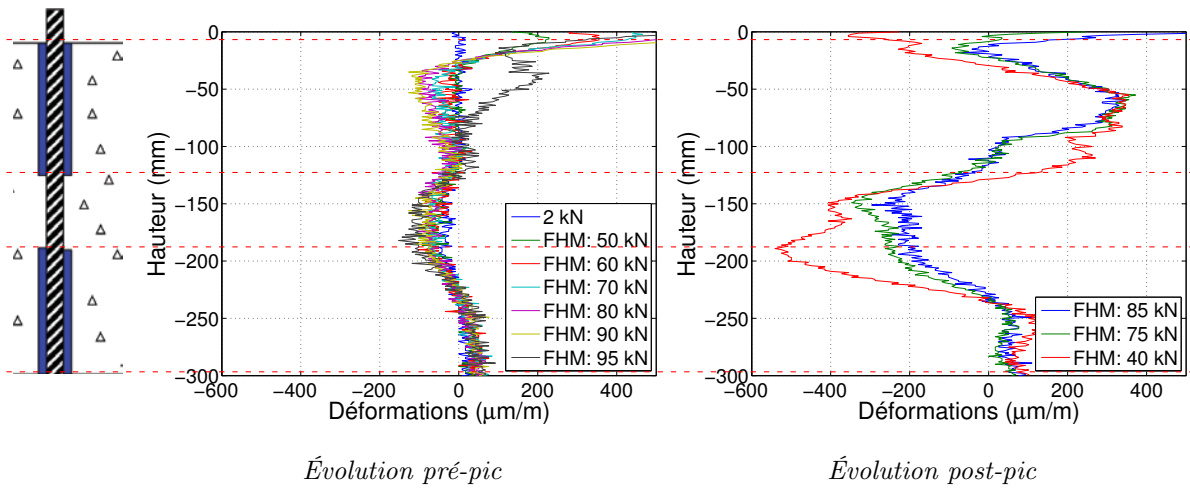


FIGURE C.9: Fibre à 8 mm, paliers 2 kN

## C.1.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature

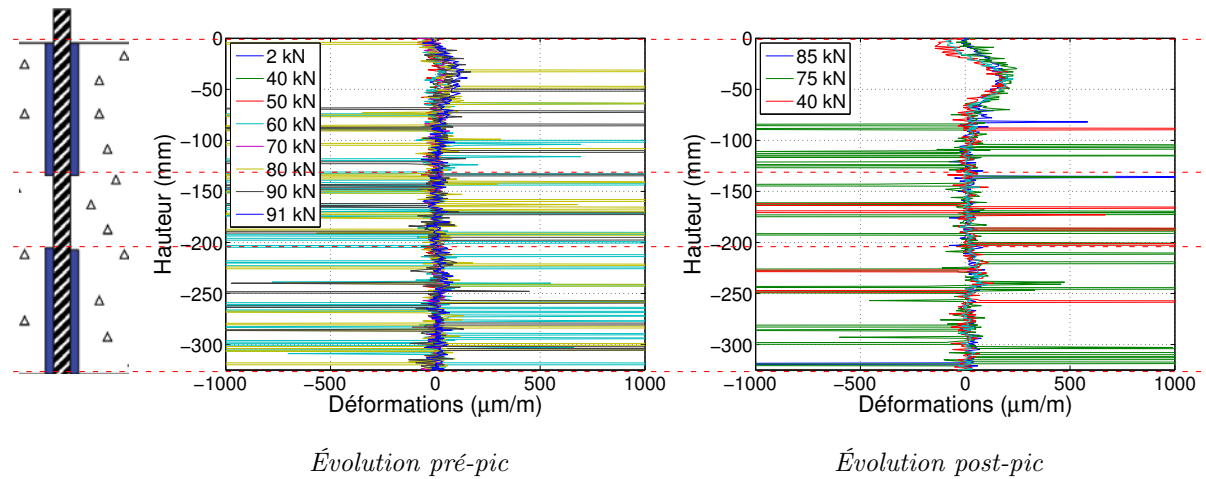


FIGURE C.10: Fibre à 15 mm, paliers enveloppe

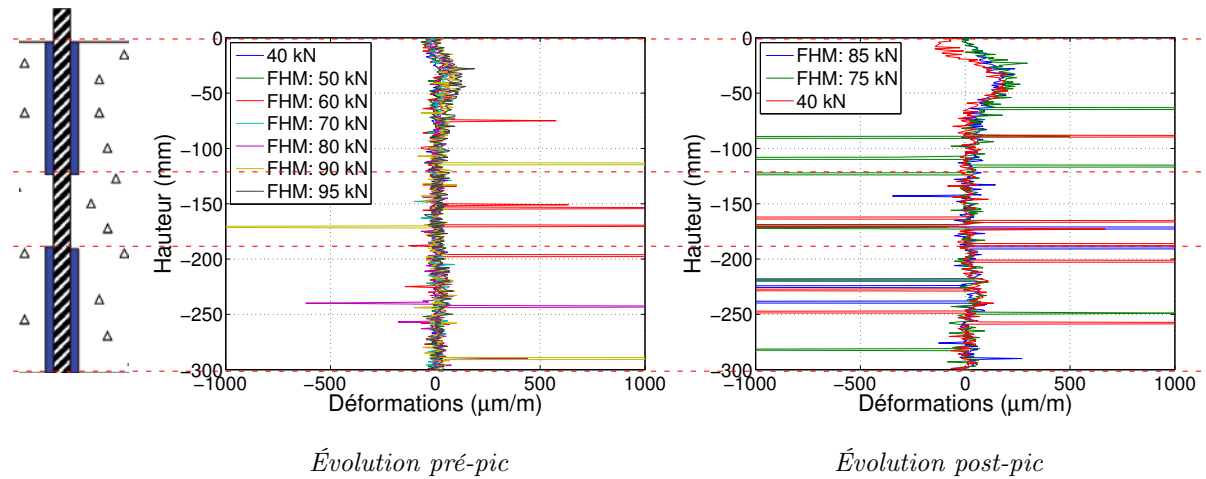


FIGURE C.11: Fibre à 15 mm, paliers 40 kN

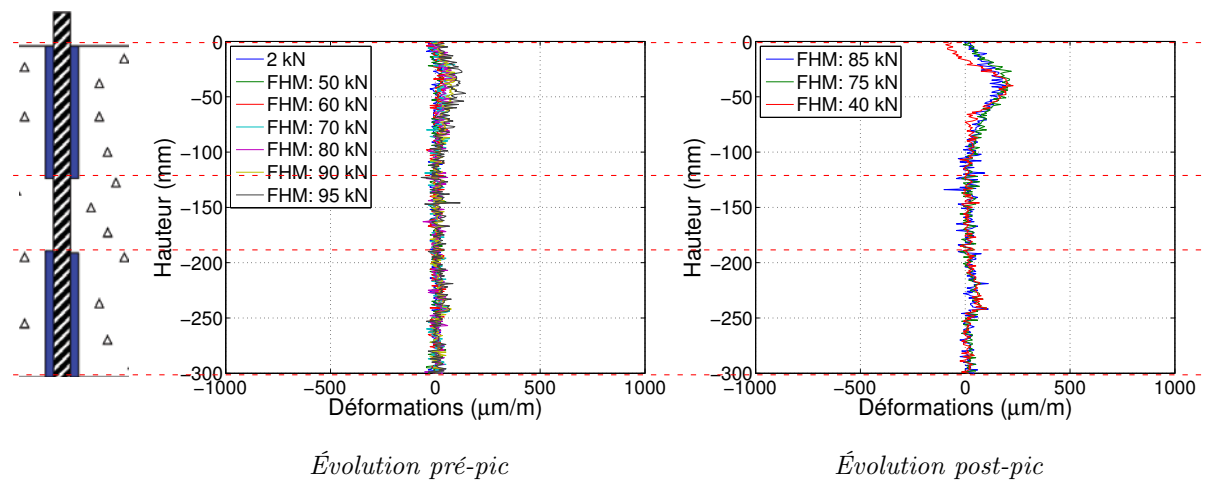


FIGURE C.12: Fibre à 15 mm, paliers 2 kN

## C.2 Eprouvette 70 mm - 2

### C.2.1 Fibres de l'acier

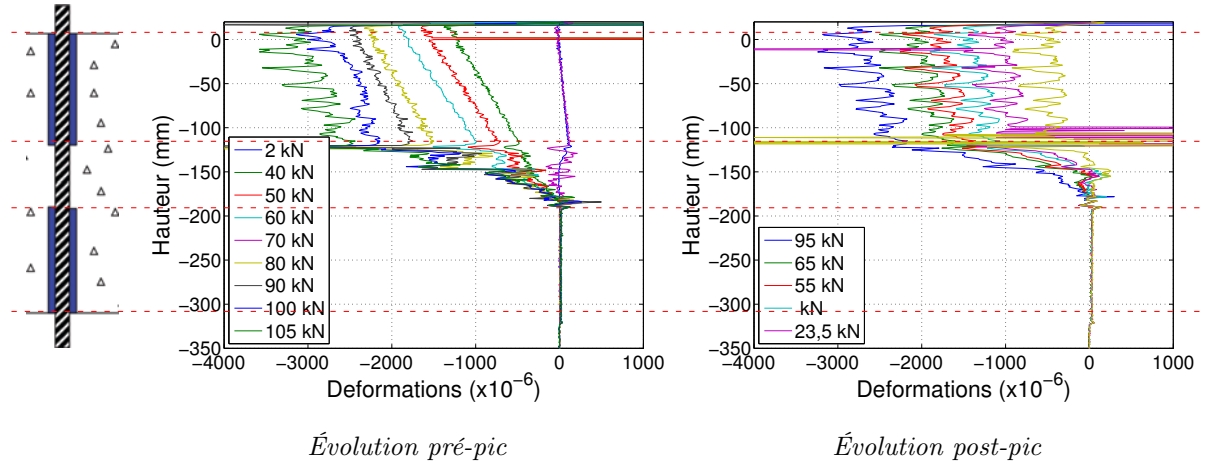


FIGURE C.13: Fibre acier, paliers enveloppe

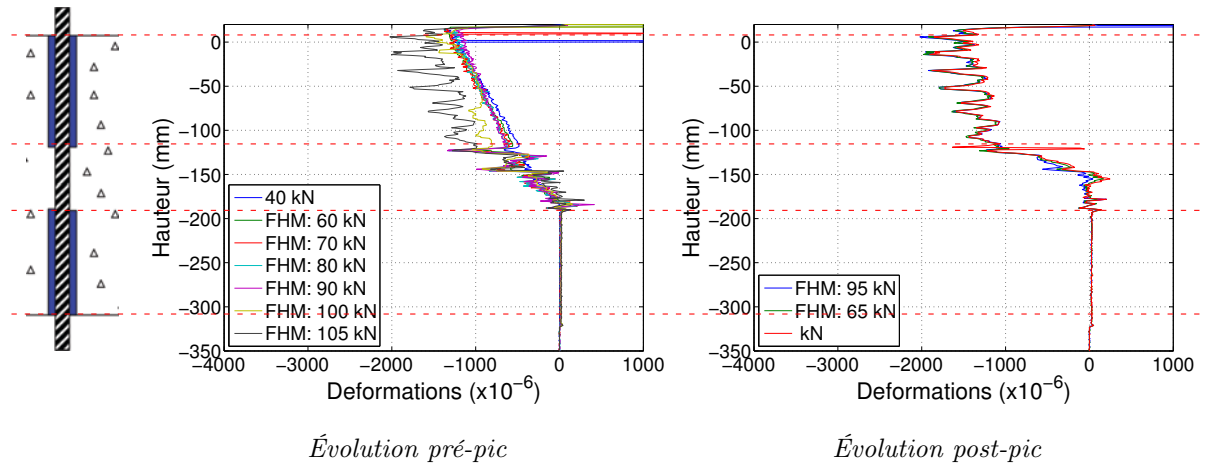


FIGURE C.14: Fibre acier, paliers 40 kN

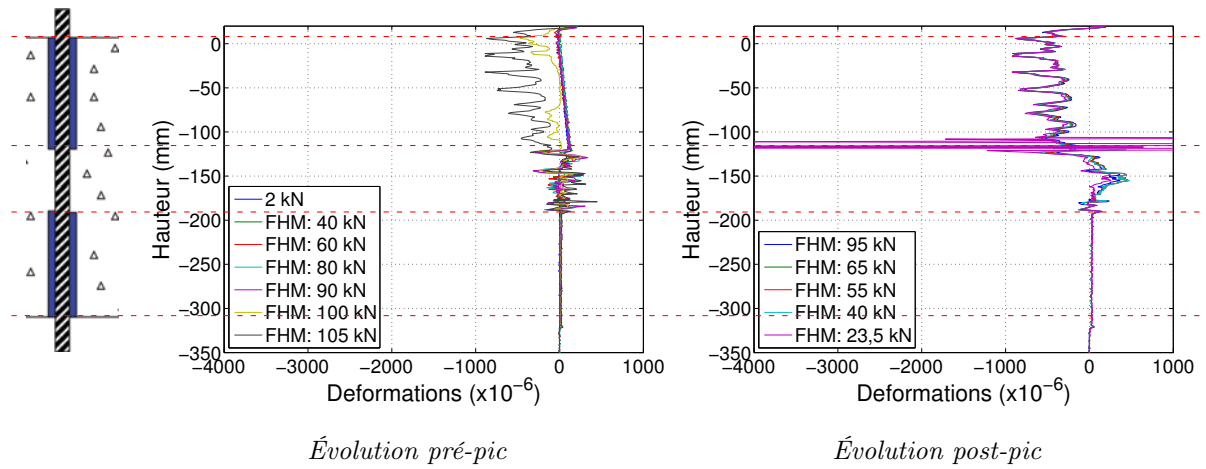


FIGURE C.15: Fibre acier, paliers 2 kN

## C.2.2 Fibre accolée à l'armature

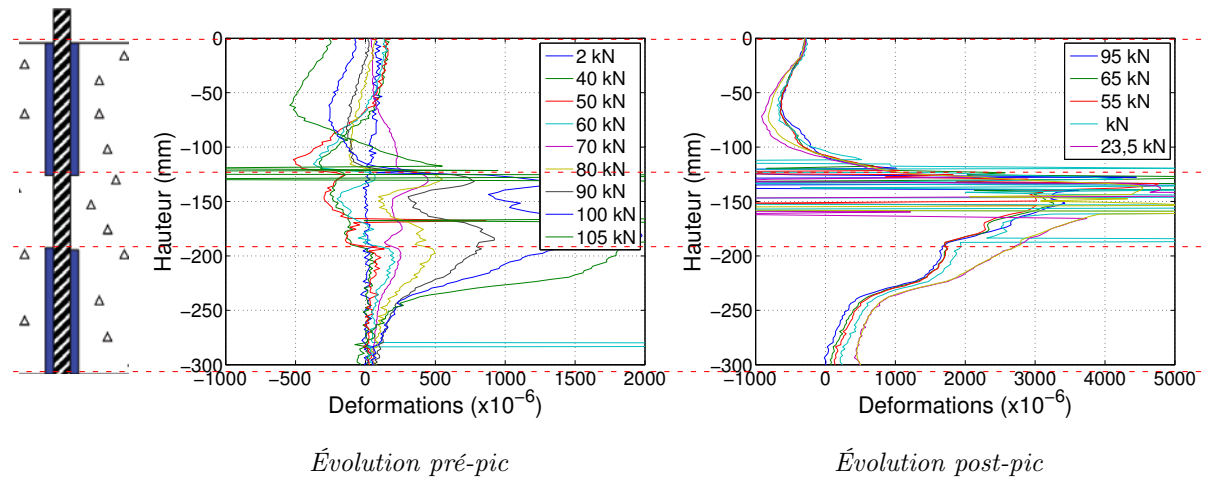


FIGURE C.16: Fibre accolée, paliers enveloppe

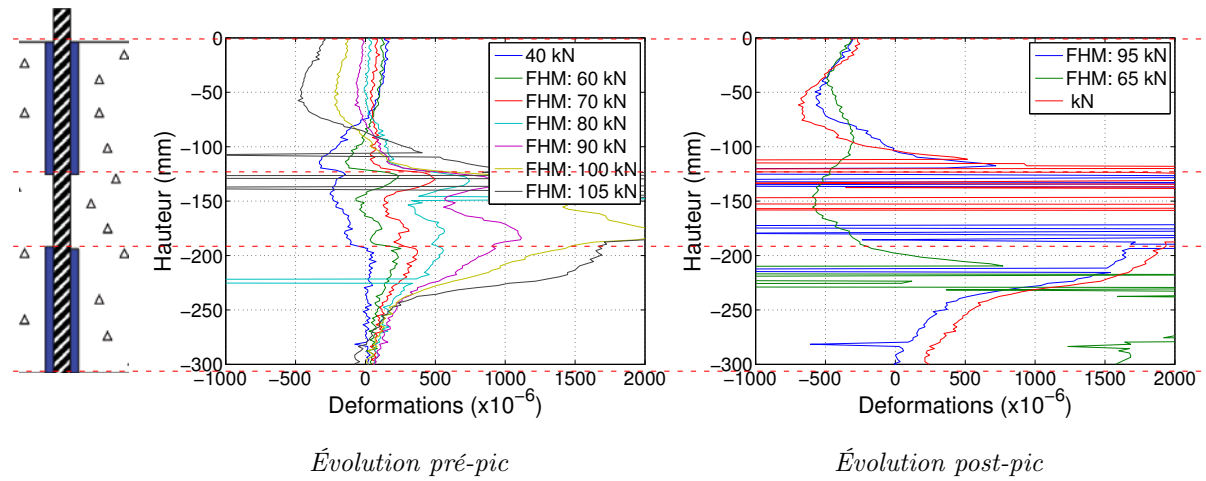


FIGURE C.17: Fibre accolée, paliers 40 kN

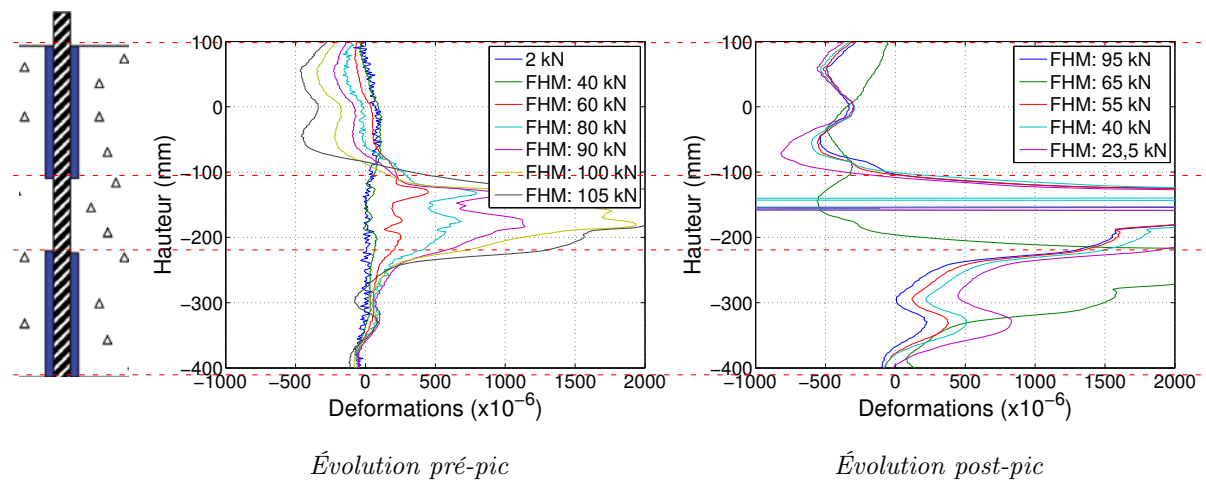


FIGURE C.18: Fibre accolée, paliers 2 kN



## C.2.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature

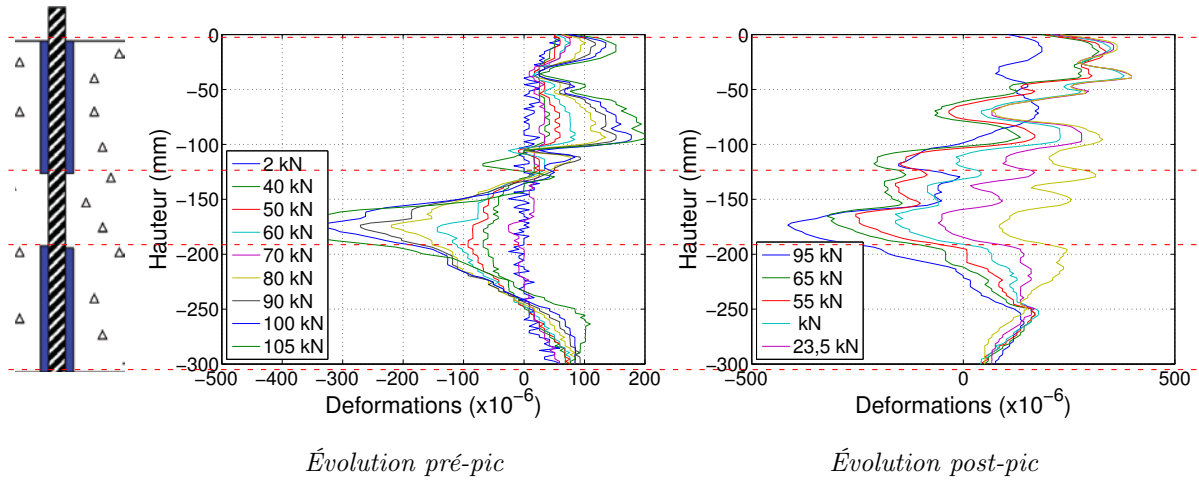


FIGURE C.19: Fibre à 8 mm, paliers enveloppe

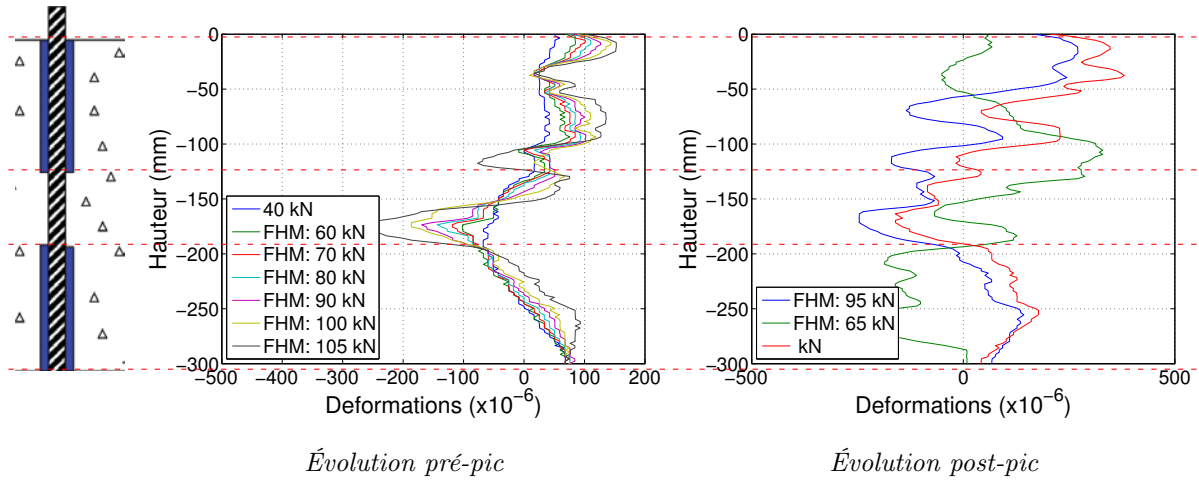


FIGURE C.20: Fibre à 8 mm, paliers 40 kN

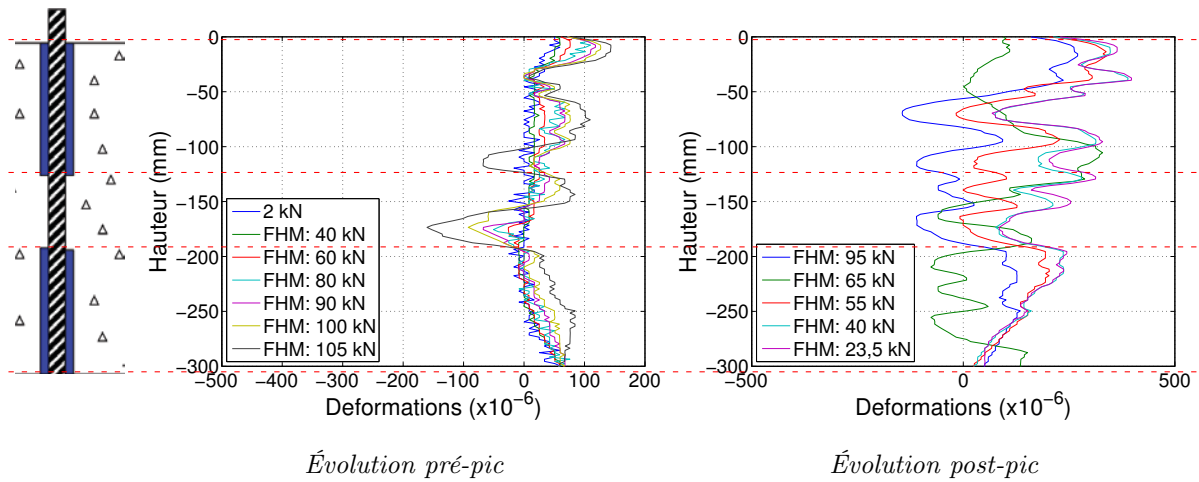


FIGURE C.21: Fibre à 8 mm, paliers 2 kN

## C.2.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature

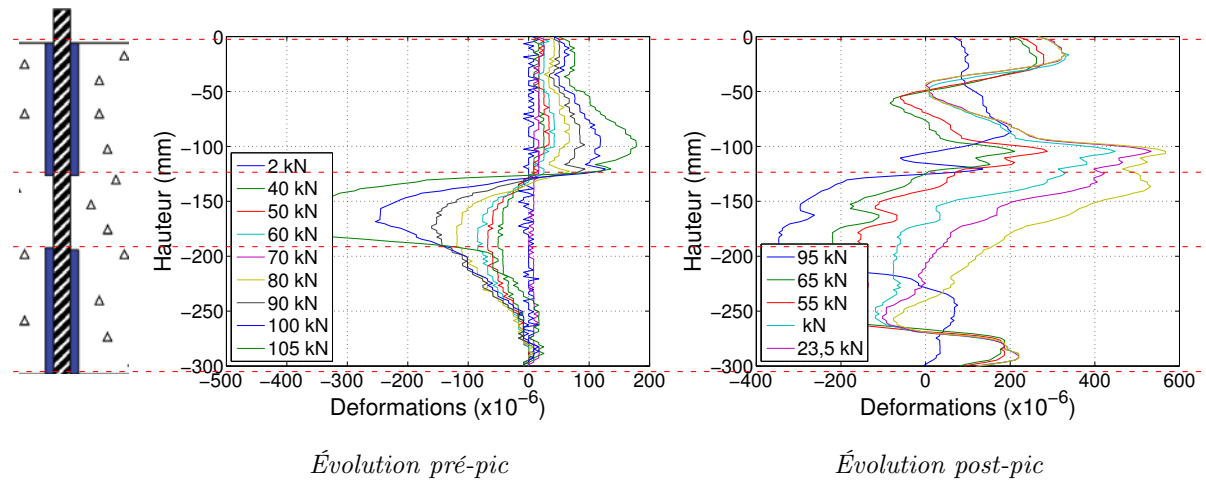


FIGURE C.22: Fibre à 15 mm, paliers enveloppe

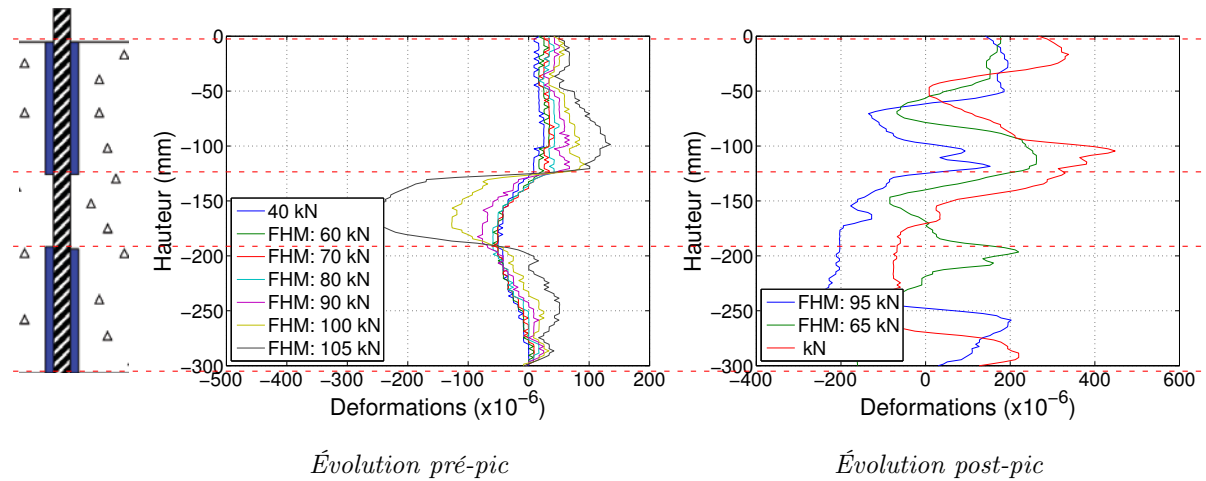


FIGURE C.23: Fibre à 15 mm, paliers 40 kN

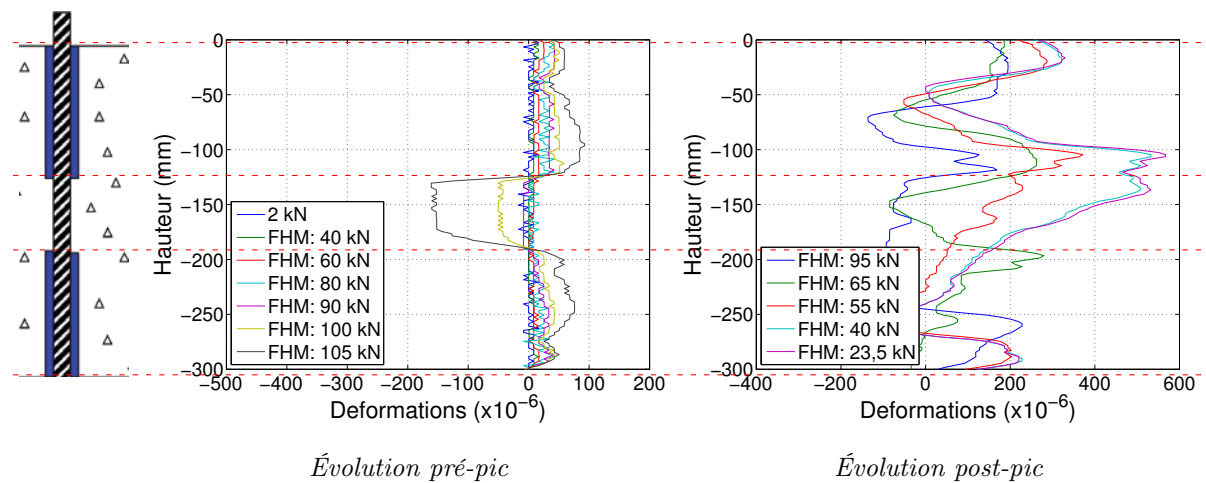


FIGURE C.24: Fibre à 15 mm, paliers 2 kN



---

## Annexe D

---

# Résultats des mesures des fibres optiques pour une longueur d'interface de 80 mm

---

Cette annexe a pour but de rassembler les mesures réalisées par les fibres optiques sur les éprouvettes avec 80 mm de longueur d'interface.

## D.1 Éprouvette 80 mm - 1

### D.1.1 Fibres de l'acier

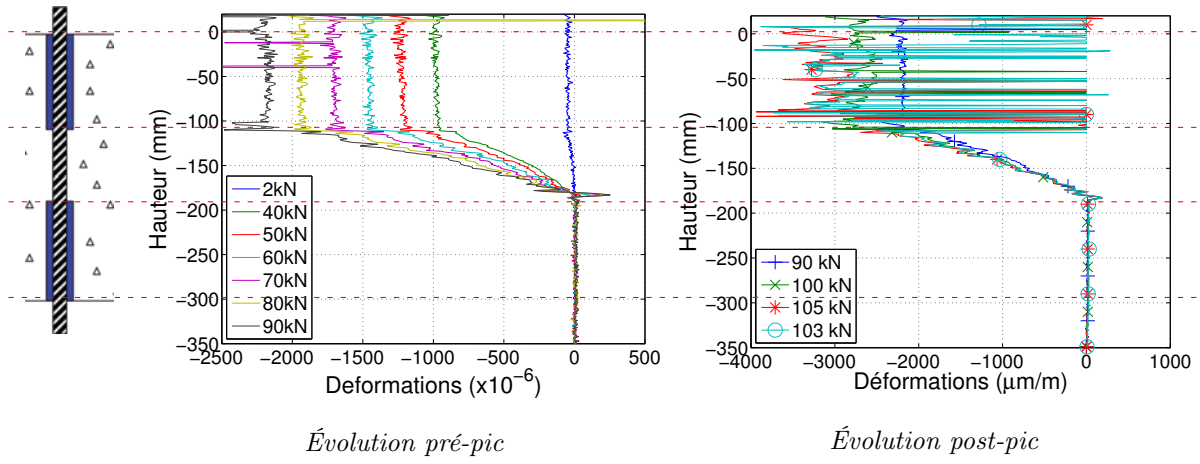


FIGURE D.1: Fibre acier, paliers enveloppe

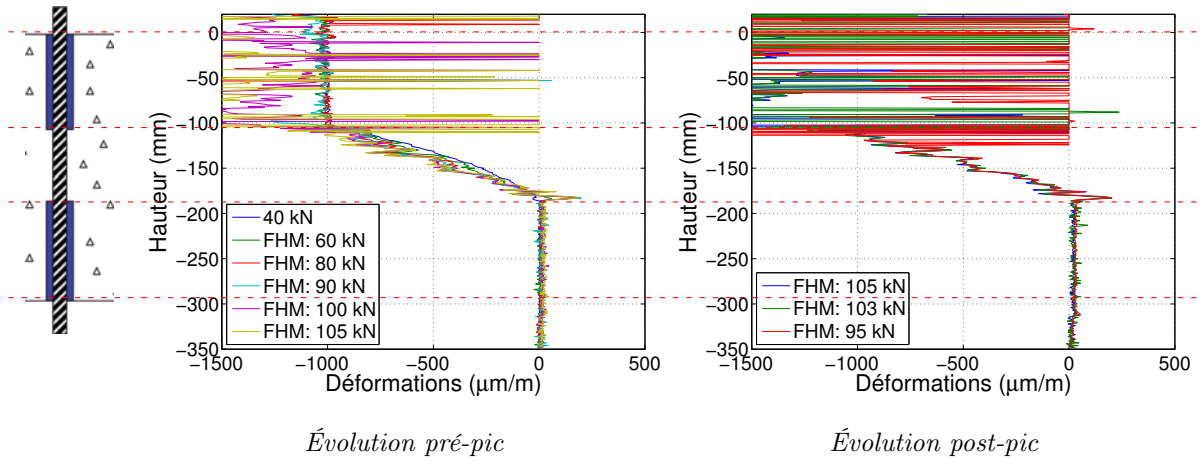


FIGURE D.2: Fibre acier, paliers 40 kN

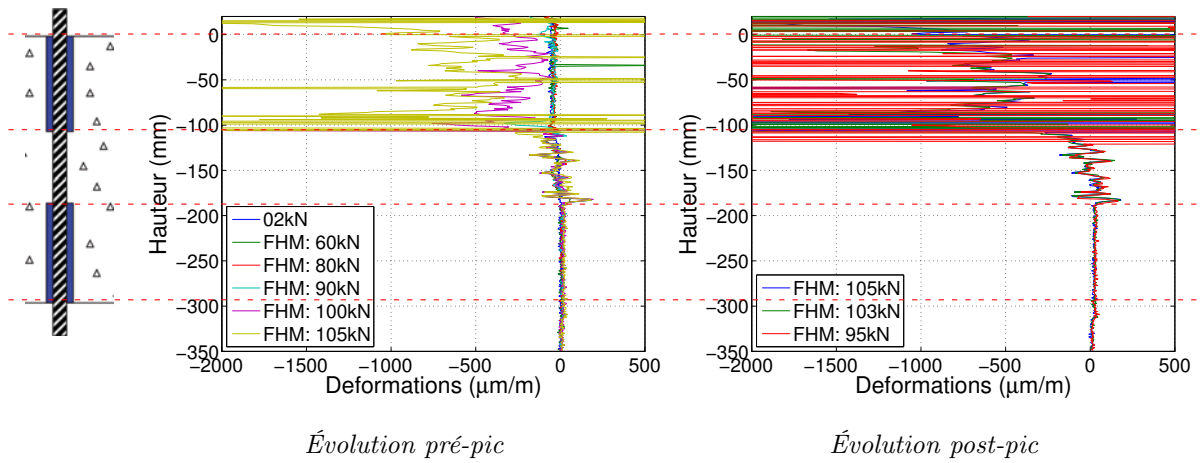


FIGURE D.3: Fibre acier, paliers 2 kN

## D.1.2 Fibre accolée à l'armature

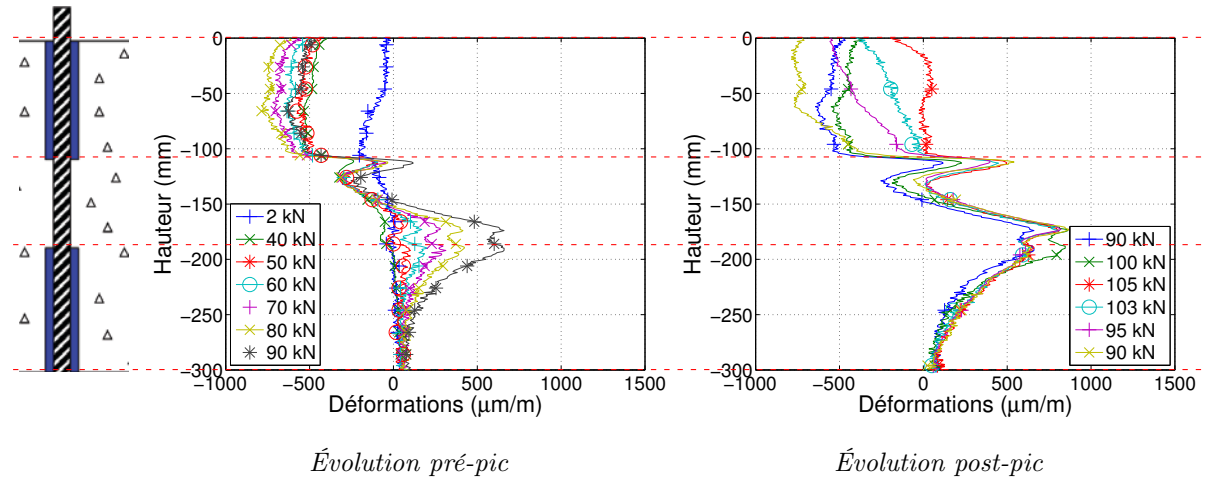


FIGURE D.4: Fibre accolée, paliers enveloppe

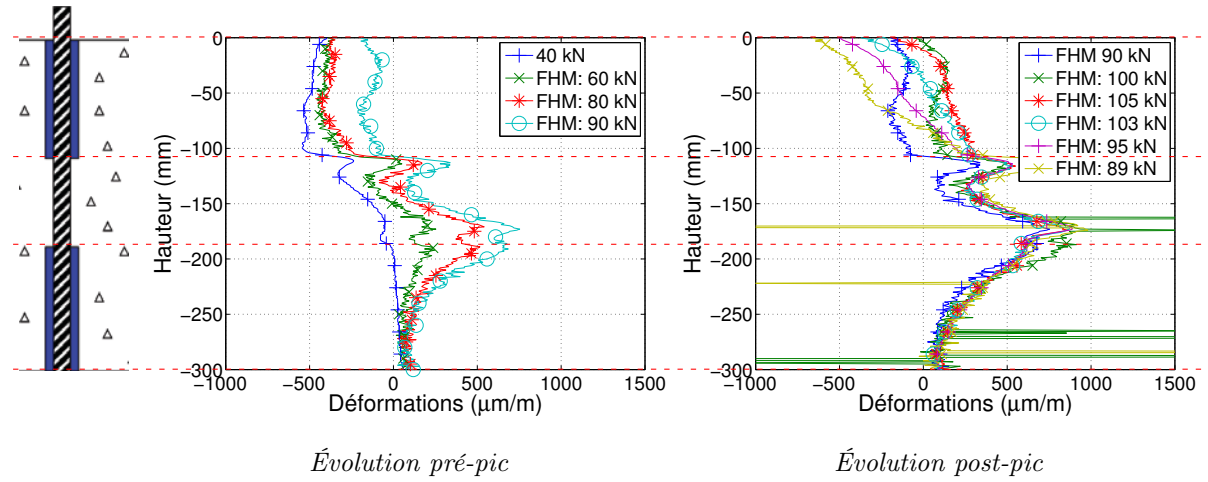


FIGURE D.5: Fibre accolée, paliers 40 kN

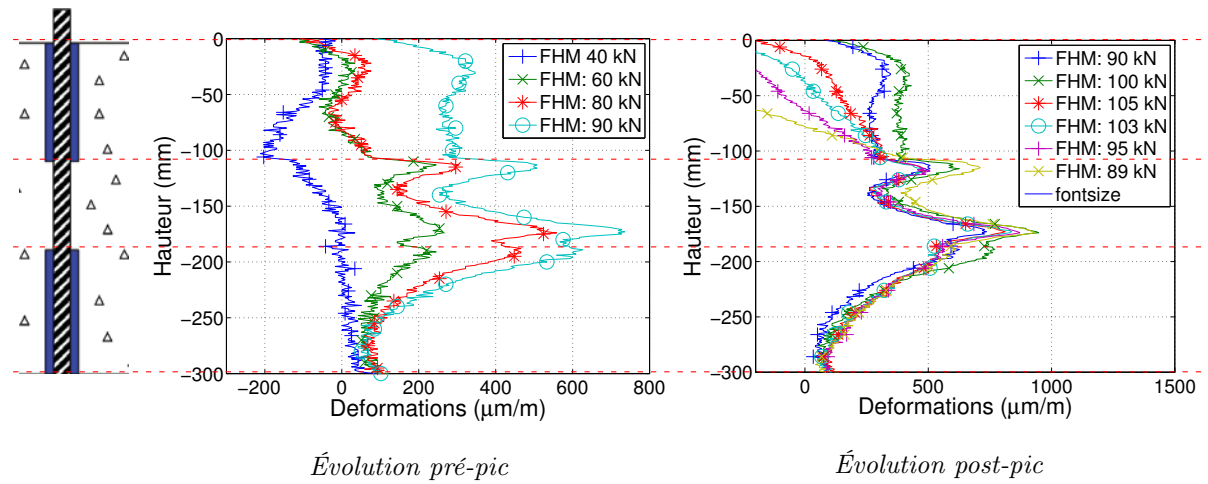


FIGURE D.6: Fibre accolée, paliers 2 kN

## D.1.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature

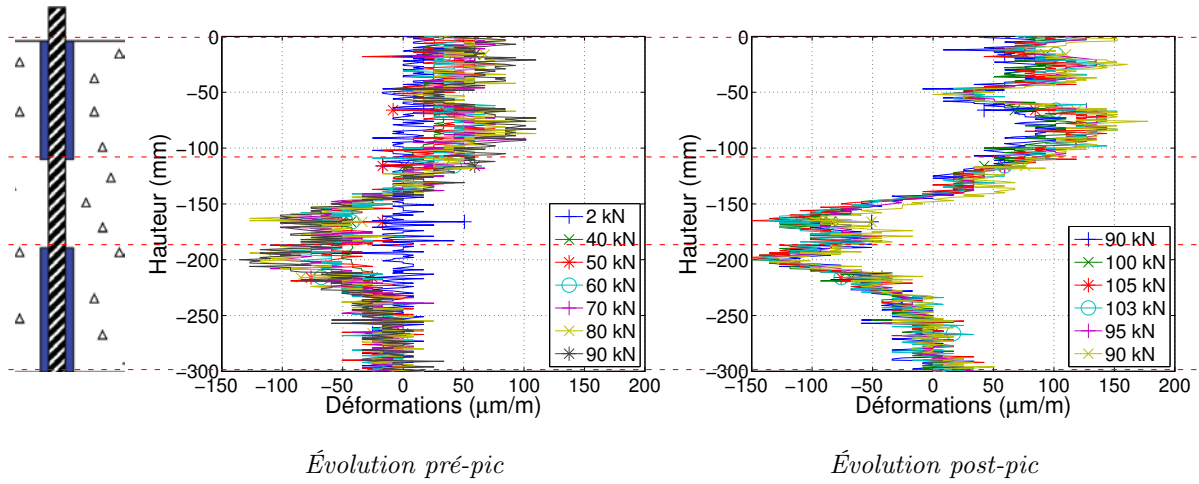


FIGURE D.7: Fibre à 8 mm, paliers enveloppe

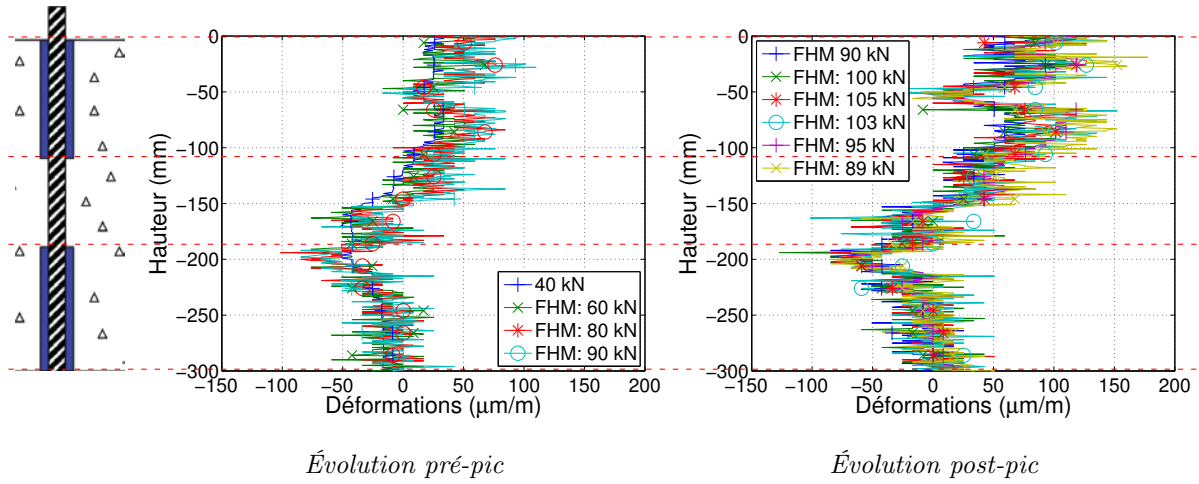


FIGURE D.8: Fibre à 8 mm, paliers 40 kN

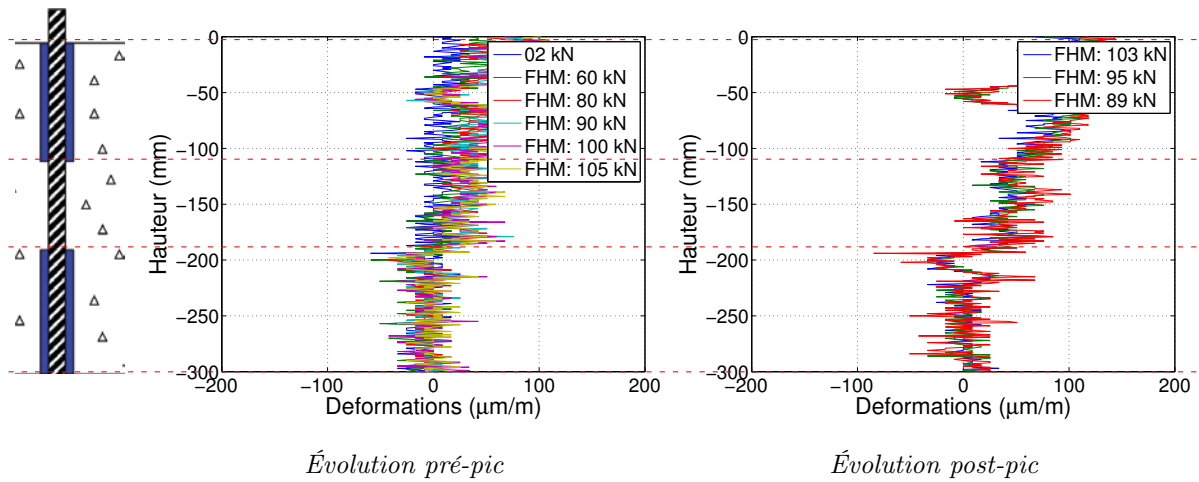


FIGURE D.9: Fibre à 8 mm, paliers 2 kN

## D.1.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature

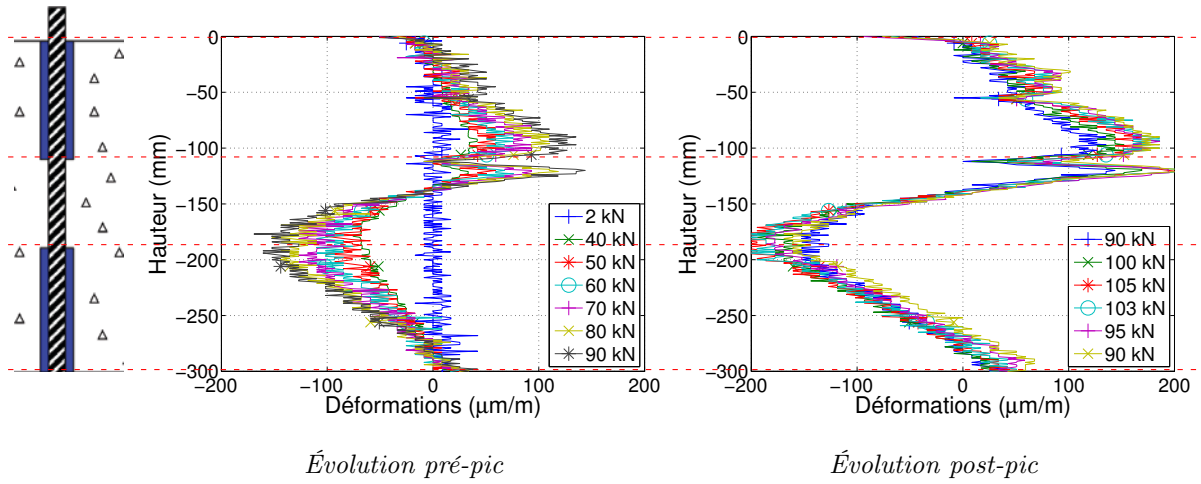


FIGURE D.10: Fibre à 15 mm, paliers enveloppe

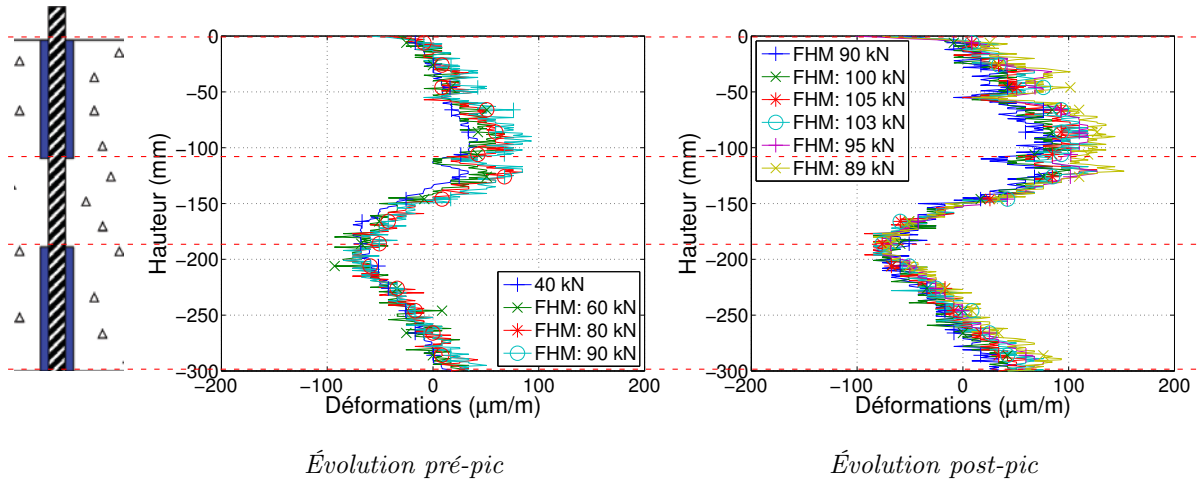


FIGURE D.11: Fibre à 15 mm, paliers 40 kN

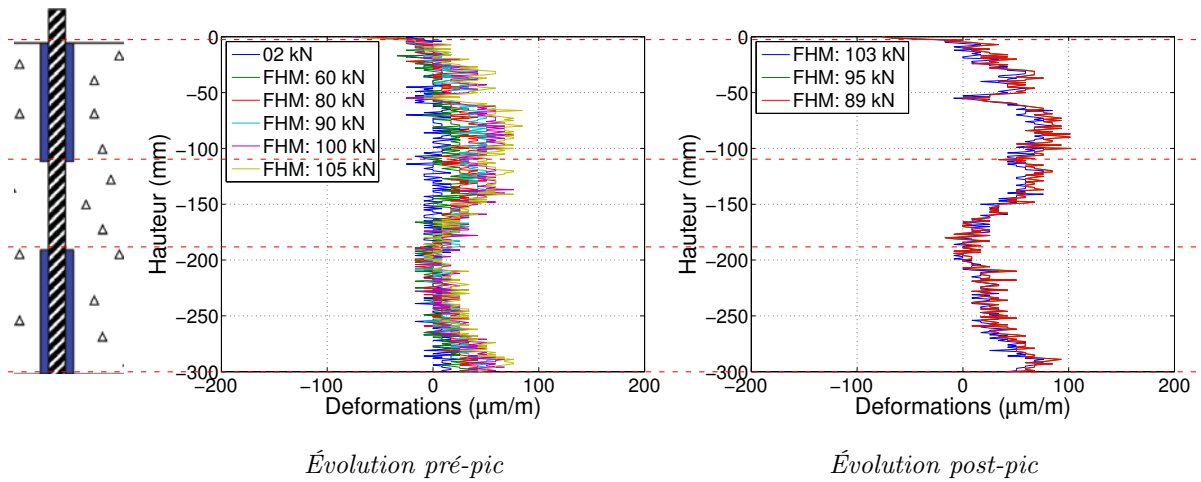


FIGURE D.12: Fibre à 15 mm, paliers 2 kN



## D.2 Éprouvette 80 mm - 2

### D.2.1 Fibres de l'acier

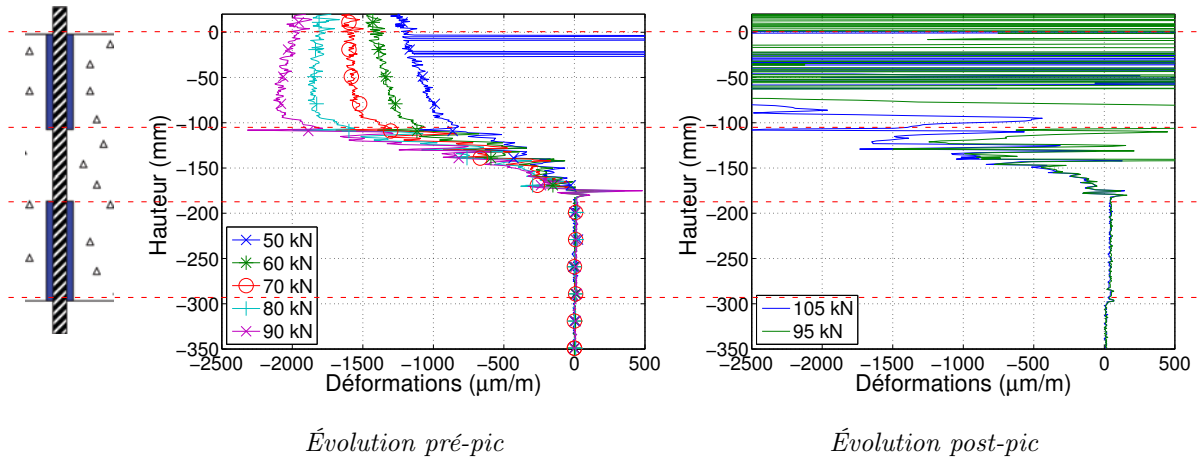


FIGURE D.13: Fibre acier, paliers enveloppe

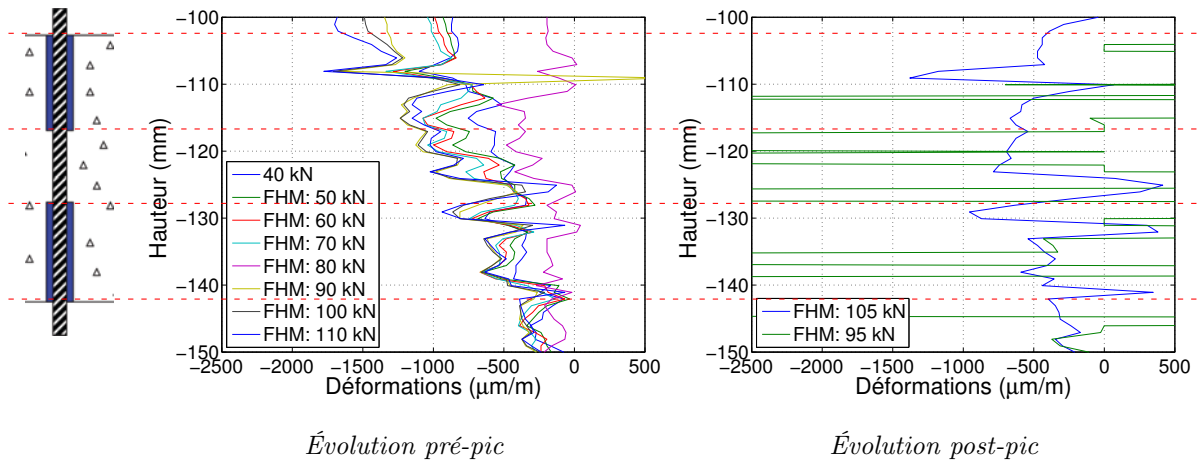


FIGURE D.14: Fibre acier, paliers 40 kN

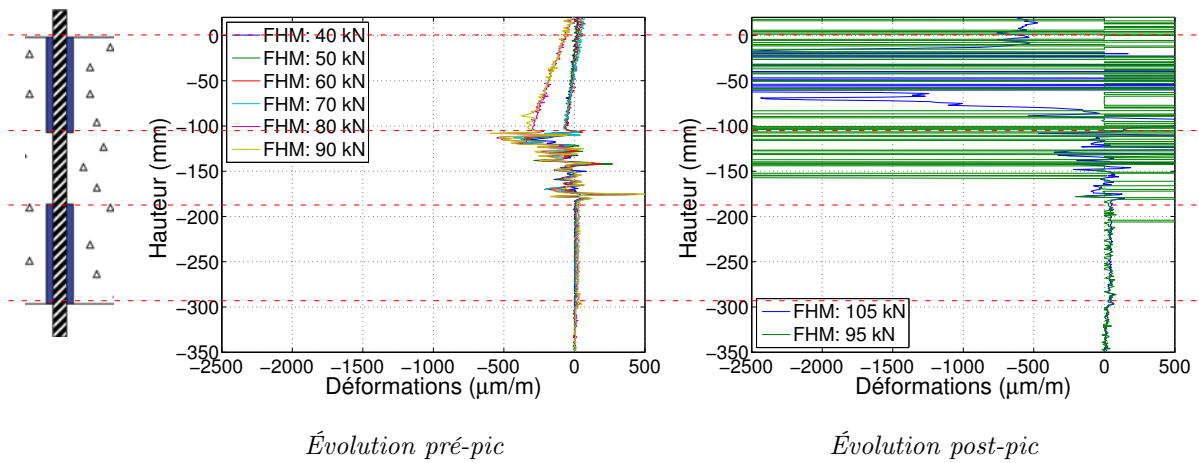


FIGURE D.15: Fibre acier, paliers 2 kN

## D.2.2 Fibre accolée à l'armature

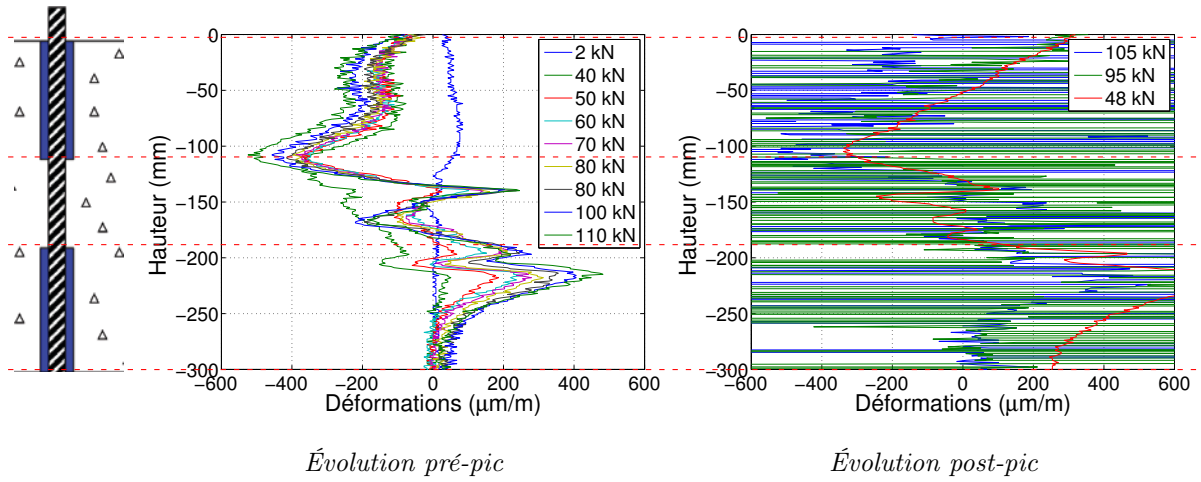


FIGURE D.16: Fibre accolée, paliers enveloppe

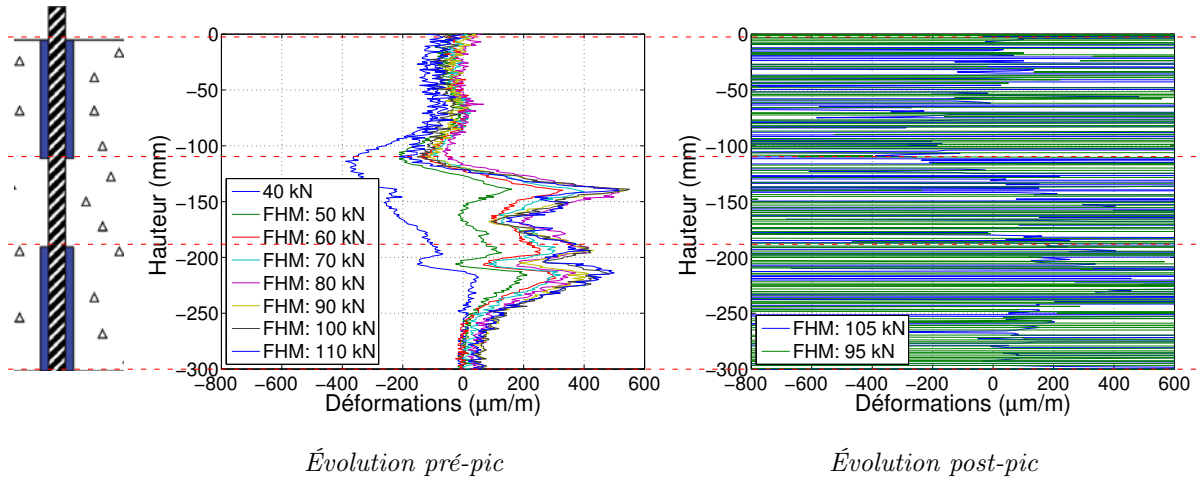


FIGURE D.17: Fibre accolée, paliers 40 kN

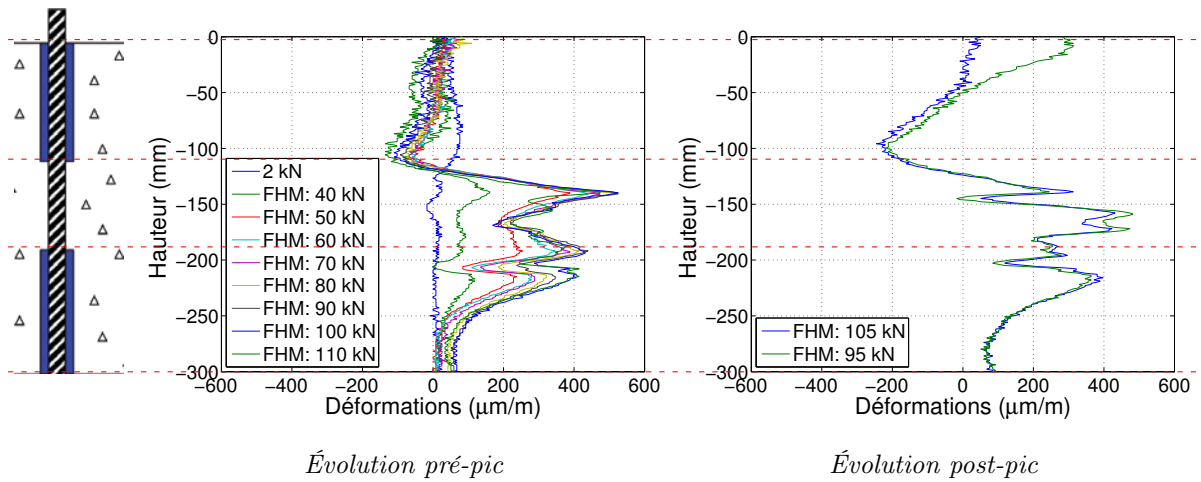


FIGURE D.18: Fibre accolée, paliers 2 kN

## D.2.3 Fibre à 8 mm de distance de l'armature

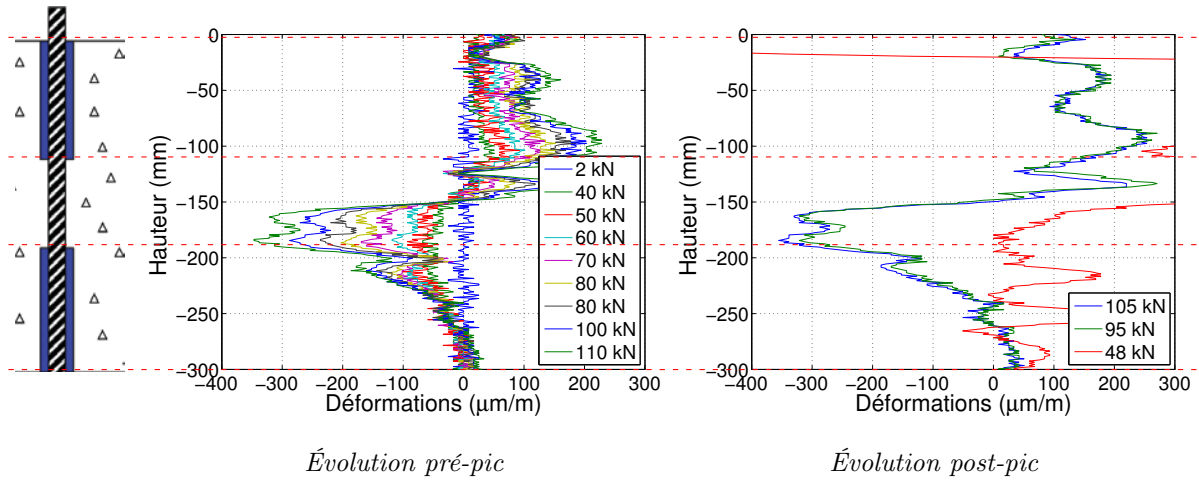


FIGURE D.19: Fibre à 8 mm, paliers enveloppe

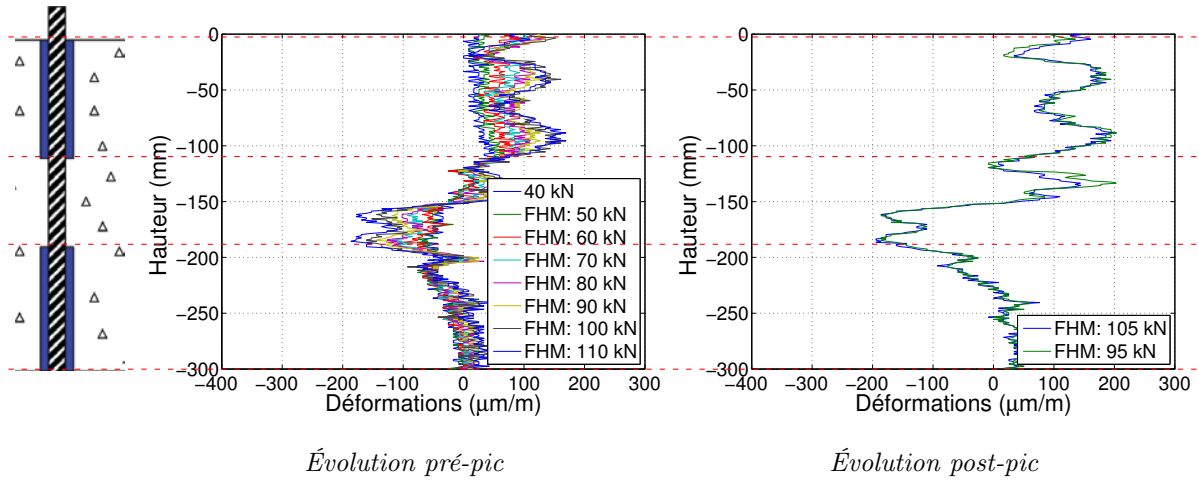


FIGURE D.20: Fibre à 8 mm, paliers 40 kN

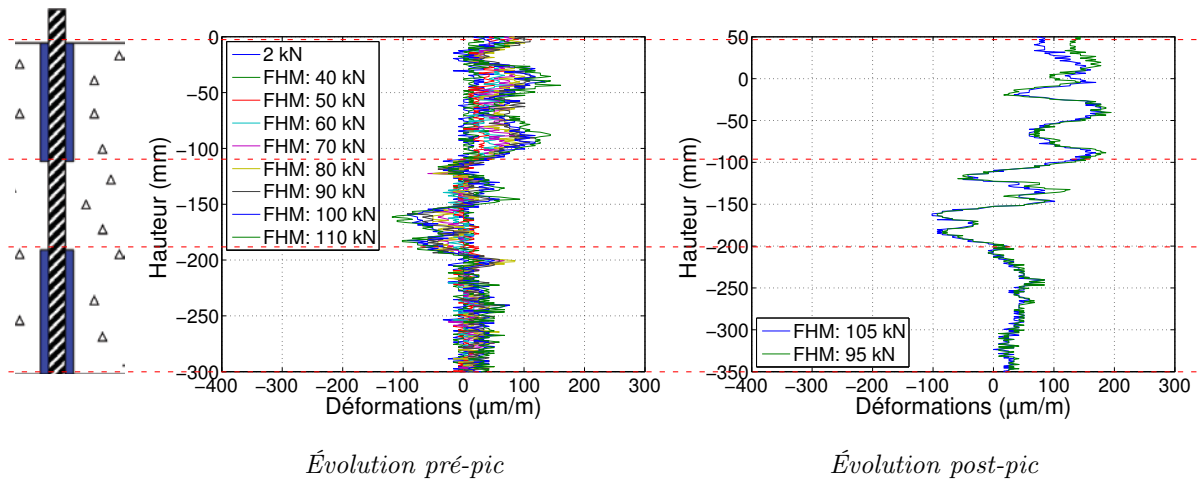


FIGURE D.21: Fibre à 8 mm, paliers 2 kN

## D.2.4 Fibre à 15 mm de distance de l'armature

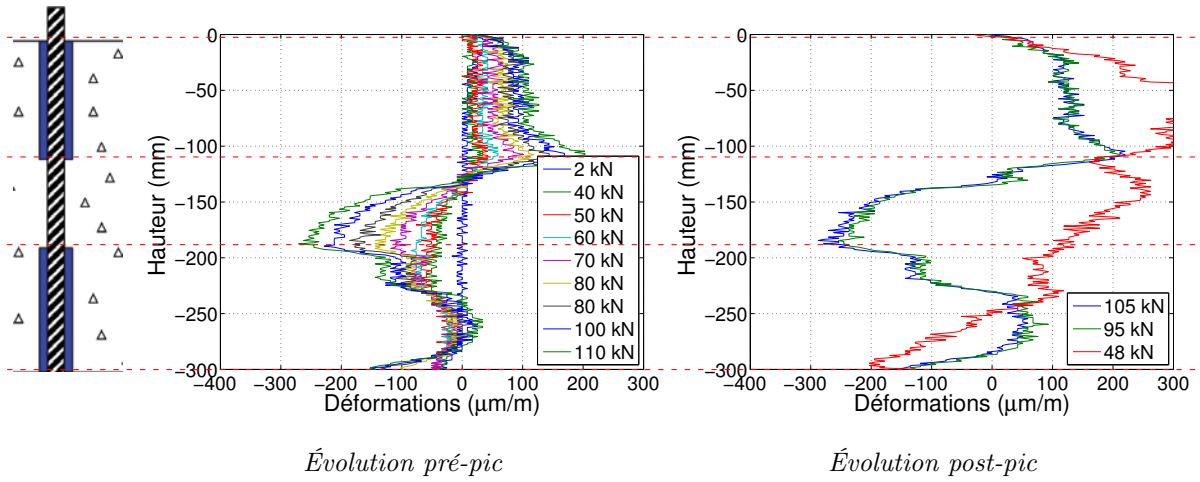


FIGURE D.22: Fibre à 15 mm, paliers enveloppe

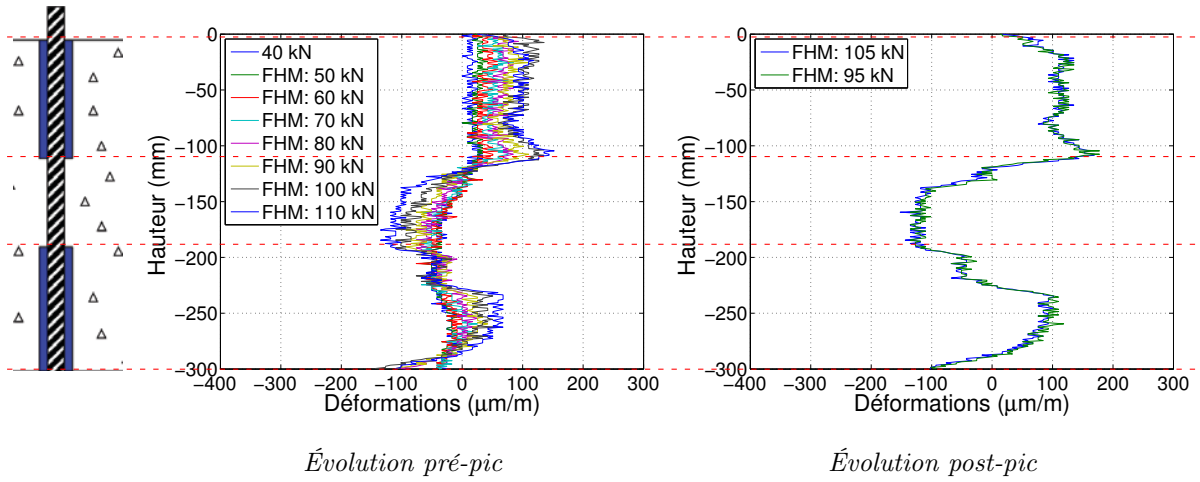


FIGURE D.23: Fibre à 15 mm, paliers 40 kN

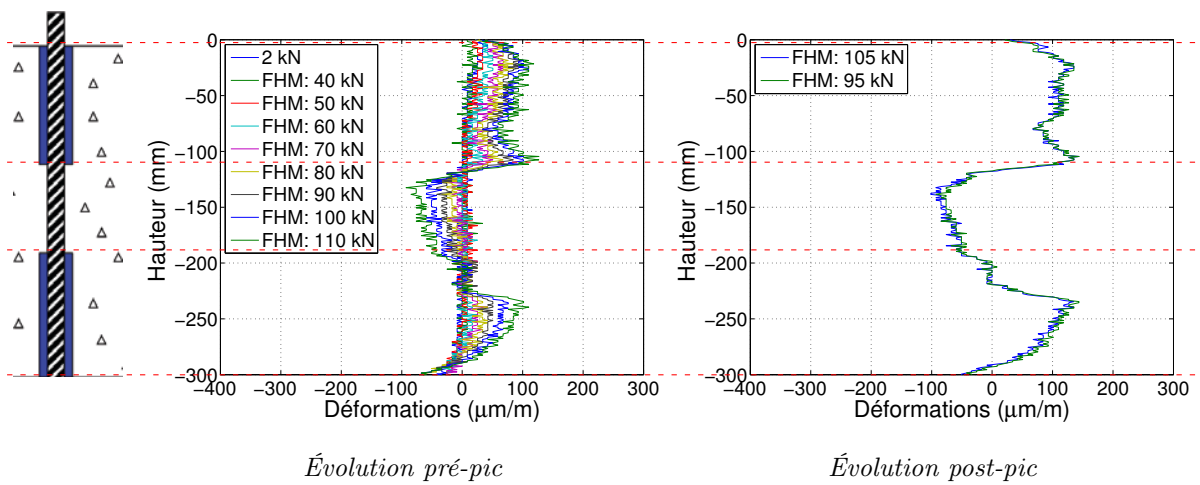


FIGURE D.24: Fibre à 15 mm, paliers 2 kN



---

# Bibliographie

---

- P. Bamonte, D. Coronelli, et P. Gambarova (2002). Size effect in high-bond bars. *Proceedings of International Symposium Bond in Concrete - From research to standards, Budapest*, pp. 43–52.
- P. Bamonte et P. Gambarova (2007). High-bond in NSC and HPC, study on size effect and on the local bond stress-slip law. *Journal of Structural Engineering*, 133(2) : 225–234.
- Z. Bazant, L. Zhengzhi, et M. Thoma (1995). Identification of stress-slip law for bar of fiber pullout by size effect tests. *Journal of Structural Engineering*, 121(5) : 620–625.
- A. Beeby et R. Scott (2005). Cracking and deformation of axially reinforced members subjected to pure tension. *Magazine of concrete research*, 57(10) : 611–621.
- F. Belaïd, G. Arliguie, et R. François (2001). Effect of bars properties on bond strength of gavalnized reinforcement. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 13(6) : 454–458.
- A. Bigaj, J. den Ujil, et J. Walraven (1998). Bond of ribbed bars modelled through concrete confinement. *ACI SP 180, Bond and development of reinforcement*, pp. 195–213.
- A. Borosnyoi et I. Snobli (2010). Crack width variation within the concrete cover of reinforced concrete members. *Építőanyag*, 62(3) : 70–74.
- CEB-FIP (1982). Design of concrete structures for fire resistance. Model code.
- CEB-FIB (1993). Model code 1990. Design code. *Rapport technique, Comité Euro-international du Béton*.
- X.-T. Chen, C. A. Davy, J.-F. Shao, et F. Skoczylas (2010). Experimental and micro-mechanical analysis of the mechanical and transport properties of mortar containing heat-induced micro-cracks. *Cement and Concrete Composites*, 32(9) : 678–685.
- J. Clément (1987). *Interface acier-béton et comportement des structures en béton armé : caractérisation et modélisation*. Mémoire de thèse, Université de Paris VI, Paris, France.
- D. Coronelli, P. Gambarova, et P. Ravazzani (2001). Size effect in steel-concrete bond : test results and modelling for smooth bars. Dans *Fourth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, pp. 669–676.
- Z. Dahou, Z. Mehdi Sbartaï, A. Castel, et F. Ghomari (2009). Artificial neural network model for steel-concrete bond prediction. *Engineering Structures*, 31(8) : 1724–1733.
- A. Daoud (2003). *Etude expérimentale de la liaison entre l'acier et le béton autoplaçant - contribution à la modélisation numérique de l'interface*. Mémoire de thèse, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, Toulouse, France.

- A. Daoud, O. Maurel, et C. La Borderie (2013). Modélisation de l'interface acier-béton par une approche mésoscopique. *Engineering Structures*, 49 : 696–706.
- P. Desnerck, G. De Schutter, et L. Taerwe (2010). Bond behaviour of reinforcing bars in self-compacting concrete : experimental determination by using beam tests. *Materials and Structures*, 43 : 53–62.
- N. Dominguez (2005). *Etude de la liaison acier-béton : De la modélisation de phénomène à la formulation d'un élément fini enrichi "béton armé"*. Mémoire de thèse, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Cachan, France.
- R. Eligehausen, E. Popov, et V. Bertero (1983). *Local Bond Stress-slip Relationships of Deformed Bars Under Generalized Excitations : Experimental Results and Analytical Model*. Report (University of California, Berkeley. Earthquake Engineering Research Center). Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- M. Esfahani, M. Lachemi, et M. Kianoush (2008). Top-bar effect of steel bars in self-consolidating concrete (SCC). *Cement and Concrete Composite*, 30 : 52–60.
- Eurocode 2-1-1 (2005). *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*.
- C. O. Frederick et P. Armstrong (2007). A mathematical representation of the multiaxial Bauschinger effect. *Materials at High Temperatures*, 24(1) : 1–26.
- P. Gambarova et G. Rosati (1996). Bond and splitting in reinforced concrete : test results on bar pull-out. *Materials and Structures*, 29(179) : 267–276.
- P. Gambarova et G. Rosati (1997). Bond and splitting in bar pull-out : behavioural laws and concrete cover role. *Magazine of Concrete Research*, 49(179) : 99–110.
- P. Gambarova, G. Rosati, et B. Zasso (1989). Steel-to-concrete bond after concrete splitting : test results. *Materials and Structures*, 22 : 35–47.
- C. Girý, F. Dufour, et J. Mazars (2011). Stress-based nonlocal damage model. *International Journal of Solids and Structures*, 48(25) : 3431–3443.
- Y. Goto (1971). Cracks formed in concrete around deformed tension bars. *ACI Journal Proceedings*, 68(4).
- J. Hénault, J. Salin, G. Moreau, M. Quiertant, F. Taillade, K. Benzarti, et S. Delepine-Lesoille (2012). Analysis of the strain transfer mechanism between a truly distributed optical fiber sensor and the surrounding medium. *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting III, ICCRRR*, pp. 733–739.
- J.-M. Henault (2013). *Evaluation des performances d'un câble à fibre optique pour mesurer la déformation dans le béton tout au long de la durée de vie de l'ouvrage*. Mémoire de thèse, Université Paris Est, Paris, France.
- A. Ibrahimbegovic et E. Wilson (1992). Unified computational model for static and dynamic frictional contact analysis. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 34 : 233–247.
- Joint-ba (2005). Loi de comportement (en 2D) dans *Code\_Aster*® pour la liaison acier-béton : JOINT\_BA, par Michel-Ponnelle, S. Voir : [http ://www.code-aster.org/V2/doc/v9/fr/man\\_r/r7/r7.01.21.pdf](http://www.code-aster.org/V2/doc/v9/fr/man_r/r7/r7.01.21.pdf).

- L. Klinkenberg (1941). The permeability of porous media to liquids and gases, American Petroleum Institute. *Drilling and Production Practice*, pp. 200–213.
- A. Krayani, G. Pijaudier-Cabot, et F. Dufour (2009). Boundary effect on weight function in nonlocal damage model. *Engineering Fracture Mechanics*, 76(14) : 2217–2231.
- C. La Borderie (1991). *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : Modélisation et application à l'analyse de structures en béton*. Mémoire de thèse, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Cachan, France.
- C. La Borderie et G. Pijaudier-Cabot (1996). Influence of stress-state in concrete on the behaviour of the steel-concrete interface. *Concrete fracture mechanics of structures, Colorado, USA*.
- V. Lanticq (2009). *Mesure répartie de température et de déformations par diffusion Brillouin : de la fibre optique au capteur pour le génie civil*. Mémoire de thèse, Télécom ParisTech, Paris, France.
- L. Lutz et P. Gergely (1967). Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. *ACI Journal*, 64(11) : 711–721.
- L. Malvar (1992). Confinement stress dependent bond behaviour Part 1 :experimental investigation. *International Conference Bond in Concrete, From research to practice, Proceedings Topics 12, Riga, Latvia*.
- L. J. Malvar (1991). Bond of Reinforcemen Under Controlled Confinement. Rap. tech., DTIC Document.
- S. Mamdem (2012). *Capteurs à fibres optiques réparties par effet Brouiloin : séparation de la dépendance à la température et à la déformation*. Mémoire de thèse, Télécom ParisTech, Paris, France.
- J. Mazars (1984). *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Mémoire de thèse, Université de Paris VI, Paris, France.
- T. U. Mohammed, N. Otsuki, et M. Hisada (1999). Corrosion of steel bars with respect to orientation in concrete. *ACI Materials Journal*, 96(2) : 154–159.
- S. Morita, S. Fuji, et G. Kondo (1994). Experimental study on size effect in concrete structures. *Size effect in concrete structures*, pp. 21–40.
- F. Müller et W. Eisenbiegler (1981). Ermittlung der verbundspannungen an gedrückten einbetonierten betonstählen. *Deutscher Ausschus für Stahlbeton, Vertriebdurch Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin*, 319 : 177–203.
- D. Ngo et A. Scordelis (1967). Finite element analysis of reinforced concrete beams. *ACI Journal Proceedings*, 64(3) : 152–163.
- A. Ouglova (1999). *Etude du comportement mécanique des structures en béton armé atteintes par la corrosion*. Mémoire de thèse, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Cachan, France.
- T. Phan, J.-L. Tailhan, P. Rossi, P. Bressolette, et F. Mezghani (2013). Numerical modeling of the rebar/concrete interface : case of the flat steel rebars. *Materials and Structures*, 46(6) : 1011–1025.
- G. Pijaudier-Cabot et F. Dufour (2010). Non local damage model : Boundary and evolving boundary effects. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 14(6-7) : 729–749.



- M. Quiertant, F. Baby, A. Khadour, P. Marchand, R. Rivillon, et F. Toutlemonde (2013). Instrumentation par fibres optiques des ouvrages en BA pour la mesure répartie des déformations de traction des armatures. *Instrumentation Mesure Métrologie*, 13/1-2 : 97–130.
- F. Ragueneau (1999). *Fonctionnement dynamique des structures en béton - Influence des comportements hystérétiques locaux*. Mémoire de thèse, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Cachan, France.
- F. Ragueneau, N. Dominguez, et A. Ibrahimbegovic (2006). Thermodynamic-based interface model for cohesive brittle materials : application to bond slip in RC structures. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 195 : 7249–7263.
- F. Ragueneau, B. Richard, C. Crémonea, et Y. Berthaud (2010). Damage mechanics applied to the modelling of corroded reinforced concrete structures : Steel, concrete and interface. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 14(6-7) : 869–890.
- G. Rehm (1957). The fundamental law of bond. *Proceedings of the symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete, Stockholm, Sweden*, 2 : 491–498.
- G. Rehm et C. Van Amerongen (1968). *The Basic Principles of the Bond Between Steel and Concrete*. Cement and Concrete Association.
- B. Richard, F. Ragueneau, C. Cremona, et L. Adelaide (2010a). Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading : stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding. *Engineering Fracture Mechanics*, 77(8) : 1203–1223.
- B. Richard, F. Ragueneau, C. Cremona, L. Adelaide, et F. Tailhan (2010b). A three-dimensionnal steel/concrete interface model including corrosion effects. *Engineering Fracture Mechanics*, 77 : 951–973.
- J. Rousseau (2009). *Modélisation numérique du comportement dynamique de structures sous impact sévère avec un couplage éléments discrets / éléments finis*. Mémoire de thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
- J. Rousseau, E. Frangin, P. Marin, et L. Daudeville (2009). Multidomain finite and discrete elements method for impact analysis of a concrete structure. *Engineering structures*, 31(11) : 2735–2743.
- G. Russo et F. Romano (1991). Bond Response in a Push-In / Pull-Out Test when the Rebar and the Concrete are Loaded at Opposite Ends. *Studi e Ricerche, Politecnico di Milano/Milan University of Technology, Milan, Italy*, 12 : 19—44.
- F. Skoczylas, N. Burlion, et I. Yurtdas (2007). About drying effects and poro-mechanical behaviour of mortars. *Cement and Concrete Composites*, 29(5) : 383–390.
- P. Soroushian et K.-B. Choi (1989). Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete. *ACI Structural Journal*, 86(2) : 217–222.
- T. Söylev et R. François (2006). Effects of bar-placement conditions on steel-concrete bond. *Materials and Structures*, 39 : 211–220.
- R. Spencer, A. Panda, et S. Mindess (1982). Bond of deformed bars in plain and fiber reinforced concrete under reversed cyclic loading. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 4(1) : 3–17.
- R. Tepfers (1979). Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, 31(106) : 3–12.

- 
- A. Torre-Casanova (2013). *Prise en compte de la liaison acier-béton pour le calcul de structures industrielles*. Mémoire de thèse, Ecole Normale Supérieure de Cachan, Cachan, France.
- S. Viawanthanatepa (1979). *Bond deterioration of reinforced bars embedded in confined concrete blocks*. Mémoire de thèse, University of California, Berkeley, USA.
- B. Yankelevsky (1997). A two-phase one dimensional model for steel-concrete interaction. *Computers and Structures*, 65(6) : 781–794.